

Corsi di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Villa Redenta, Spoleto
febbraio - giugno 2012

Organizzati da Aurelio Gherzi

Con il patrocinio di:
Comune di Spoleto
Ordine degli ingegneri della provincia di Perugia
Ordini degli ingegneri delle province di Ancona, Catania,
Lecce, Messina, Oristano, Parma, Rimini, Siracusa, Viterbo
ATE, Associazione Tecnologi dell'Edilizia, Milano

Patrocinio



Corso di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

1 - Sicurezza strutturale e metodi di verifica; azioni; materiali

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Gherzi

Argomenti trattati

- Verifica della sicurezza; azioni; materiali: acciaio e prodotti in acciaio
- Problematiche generali; analisi strutturale; stato limite di esercizio
- Verifiche allo stato limite ultimo di elementi strutturali acciaio:
 - Verifiche di resistenza
 - Verifiche di stabilità
- Verifiche dei collegamenti

Norme di riferimento - generali

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09 n. 617
 - Capitolo 1: Oggetto
 - Capitolo 2: Sicurezza e prestazioni attese
 - Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
- EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1). Azioni sulle strutture

Norme di riferimento - acciaio

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09 n. 617
 - Capitolo 4, par. 2: Costruzioni di acciaio
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale
- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
 - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
 - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
 - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
 - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
 - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropica caricate al di fuori del piano

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
 - Parte 1-9: Fatica
 - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
 - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
 - Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
 - Altre parti (da 2 a 6): Ponti; Torri e ciminiere; Silos, serbatoi e condotte; Pali; Strutture per apparecchi di sollevamento

Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che essa, durante la sua vita presupposta, con adeguato grado di affidabilità e tenendo conto del costo:

- sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio
- rimanga adatta all'uso per il quale è prevista

Eurocodice EN 1990, punto 2.1

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che essa, durante la sua vita presupposta, con adeguato grado di affidabilità e tenendo conto del costo:

- sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio

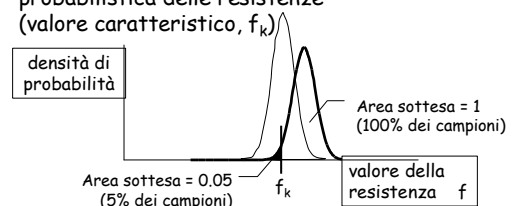
Adeguatezza del grado di affidabilità: sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica

- rimanga adatta all'uso per il quale è prevista

Eurocodice EN 1990, punto 2.1

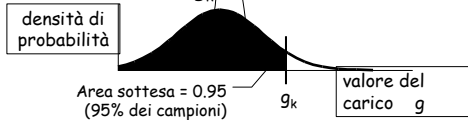
Resistenza dei materiali Quale valore di riferimento?

- Per l'acciaio si usa come riferimento un valore nominale (esempio: per S235, $f_y = 235$ MPa)
- I controlli imposti garantiscono che solo nel 5% dei casi l'effettiva resistenza sia minore
- Il valore è quindi il frattile 5% della distribuzione probabilistica delle resistenze (valore caratteristico, f_k)



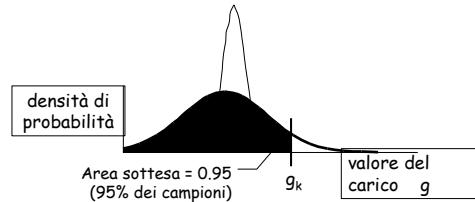
Azioni sulla struttura Quale valore di riferimento?

- Per i carichi permanenti spesso si usa come riferimento un valore nominale (esempio: peso proprio della soletta di un solaio)
- Le imprecisioni nella realizzazione possono portare a valori diversi del carico, ma si ritiene che nel 95% dei casi l'effettivo carico sia minore
- Il valore può essere considerato come frattile 95% della distribuzione probabilistica delle azioni (valore caratteristico, g_k)



Azioni sulla struttura Quale valore di riferimento?

- Per i carichi variabili si usa come riferimento il frattile 95% della distribuzione probabilistica dei valori massimi q_{max} delle azioni nel tempo considerato (valore caratteristico, q_k)



Come si garantisce una adeguata sicurezza ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
 - L'uso dei valori caratteristici può garantire una sufficiente sicurezza

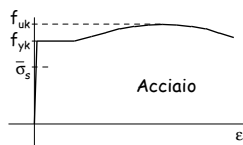
Come si garantisce una adeguata sicurezza ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
- La struttura deve essere in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio
 - L'uso dei valori caratteristici non è sufficiente a garantire una sufficiente sicurezza
 - Occorre adottare ulteriori coefficienti di sicurezza

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma sperimentale



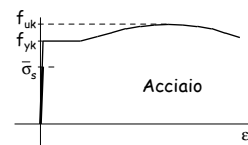
Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Nel passato:

coefficienti di sicurezza applicati alla resistenza

Diagramma di calcolo



Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

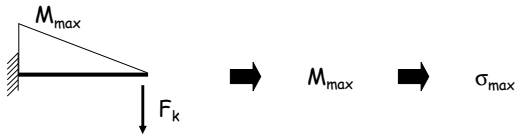
E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti, ecc. ecc.

Nel passato:

coefficienti di sicurezza applicati alla resistenza

Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)



e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}$$

Oggi:

coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

- Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza
- Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

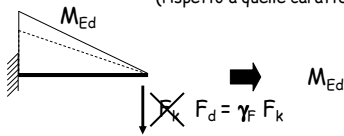
Resistenze	Carichi
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	$q_d = \gamma_q q_k$

Oggi:

coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

Oggi:

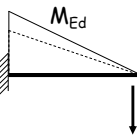
coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi verticali sono incrementati dal 30% al 50%

Le resistenze sono incrementate di circa il 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

Oggi:

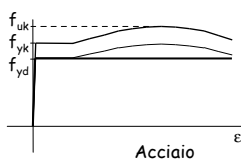
coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Problema (di cui discutere in seguito)
Perché (o quando) occorre riferirsi alla tensione di snervamento f_y anziché a quella di rottura f_u ?



Oggi:

coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare (non linearità meccaniche), ma più comunemente si usa un'analisi lineare

M_{Ed}

Nelle strutture in acciaio può essere importante tener conto nell'analisi anche delle non linearità geometriche (analisi del 2° ordine, effetto P-Δ, effetto instabilizzante dei carichi verticali)

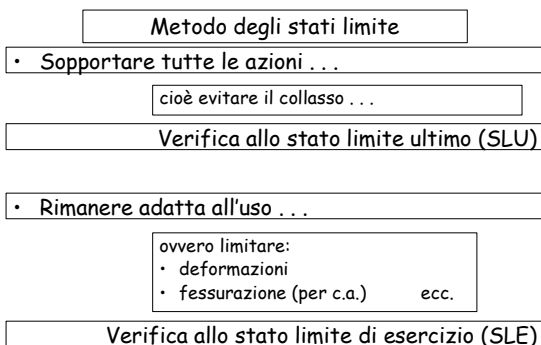
Verifica - tensioni ammissibili

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza sempre un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)
- 3 - Verifica della sezione
si determinano le tensioni massime e le si confronta con quelle ammissibili
in alternativa, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{max}) - che corrisponde al raggiungimento della tensione ammissibile - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - stato limite ultimo

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo circa 1.4 x quelli caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Ed}) a volte, analisi non lineare
- 3 - Verifica della sezione
si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{Rd}) - che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite - e la si confronta con quella sollecitante

... Tornando agli obiettivi



Carichi

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti	G	peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo
Azioni variabili	Q	carichi variabili di esercizio, carichi da vento o da neve
Azioni eccezionali	A	incendi, esplosioni, urti di veicoli
Azioni sismiche	E	terremoti

NTC08, punto 2.5.1.3

Azioni valore di calcolo

Per stato limite STR (resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione)

		min	max
G_1	carichi permanenti strutturali	γ_{G1} 1.0	1.3
G_2	carichi permanenti non strutturali:		
	se compiutamente definiti	γ_{G2} 1.0	1.3
	se non compiutamente definiti	γ_{G2} 0	1.5
Q	carichi variabili	γ_Q 0	1.5

NTC08, punto 2.6.1

Carichi variabili sono definiti dalla normativa

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00

Carichi variabili sono definiti dalla normativa

E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 secondo categoria di appartenenza —	1,20 — —	1,00 — —

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

NTC08, punto 3.1.4

Carichi variabili

Nelle verifiche allo SLE si usa:

- Il valore caratteristico q_k
 - frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento
 - è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici
- Il valore frequente $\psi_1 q_k$
 - frattile 95% della distribuzione temporale in un periodo di riferimento
 - è superato solo nel 5% del periodo di riferimento
- Il valore quasi permanente $\psi_2 q_k$
 - è la media della distribuzione temporale nel periodo di riferimento

Carichi variabili

Nelle verifiche allo SLU e allo SLE si usa inoltre:

- Il valore di combinazione $\psi_0 q_k$
 - valore di durata breve ma ancora significativo nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili

Valori dei coefficienti

$\psi_0 \quad \psi_1 \quad \psi_2$

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

NTC08, punto 2.5.3

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \gamma_{Qi} Q_{ik}$$

Stato limite di esercizio,

combinazione rara

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik}$$

combinazione frequente

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

combinazione quasi permanente

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

Materiali

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio = lega ferro-carbonio

Caratteristiche importanti:

- resistenza
- duttilità = capacità di deformarsi plasticamente senza rompersi
- tenacità = capacità di evitare rotture fragili a basse temperature
- saldabilità

Problema:
resistenza al fuoco

Verificata con prova di resilienza

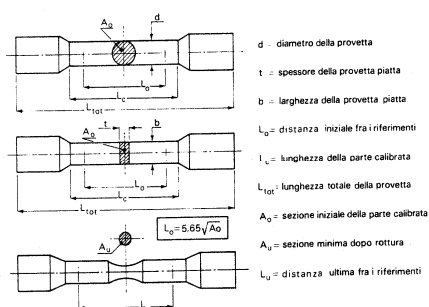
Acciaio per carpenteria metallica:

- basso contenuto di carbonio (0.17-0.22%)
resistenza buona ma non altissima, forte duttilità
- impurità (fosforo, zolfo) negative ma inevitabili
- manganese, silicio
favoriscono la saldabilità

Acciaio effervescente:
 $O + C \rightarrow CO$ provoca soffiature
Acciaio calmato o semicalmato

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova a trazione

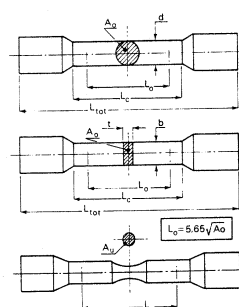


UNI EN 10002-1:2004

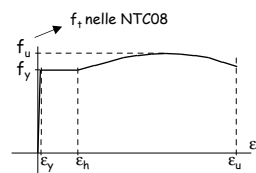
Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova a trazione



Resistenza: f_y, f_u
Duttilità: $\epsilon_u, \epsilon_y/\epsilon_y$



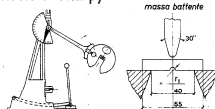
$y \rightarrow$ yielding (snervamento)

$h \rightarrow$ hardening (incrudimento)

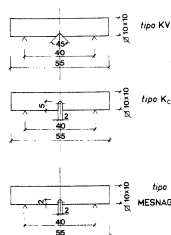
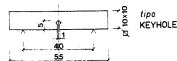
Caratteristiche dell'acciaio

• Prova di resilienza per controllare la tenacità

Pendolo di Charpy



massa battente



UNI EN 10045-1:1992

Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova di piegamento per accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi

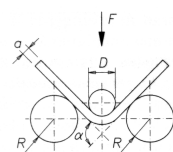
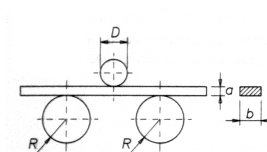


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di compressione globale (stub column test)
- Prova di durezza
- Prova a fatica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Resistenza e duttilità per i tipi più comuni

Denominazione	Spessore t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 (Fe360)	235	360	215	360
S275 (Fe430)	275	430	255	410
S355 (Fe510)	355	510	335	470

in passato

Altre caratteristiche degli acciai (EC3-1-1, punto 3.2):

$f_u / f_y \geq 1.10$ (1.15 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u \geq 0.15$ (0.20 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u / \epsilon_y \geq 15$ (20 per Appendice Nazionale Italiana)

Vedere anche NTC08, punto 11.3.4.9, per acciai usati in zona sismica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.IX - Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale 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/L	275	390	255	370
S 355 N/L	355	490	335	470
S 420 N/L	420	520	390	520
S 460 N/L	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/L	275	370	255	360
S 355 M/L	355	470	335	450
S 420 M/L	420	520	390	500
S 460 M/L	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale 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 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tenacità

Denominazione	Spessore t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 (JR, JO, J2)	235	360	215	360
S275 (JR, JO, J2)	275	430	255	410
S355 (JR, JO, J2, K2)	355	510	335	470

Energia minima

J 27 Joule

K 40 Joule

Temperatura

R 20° Celsius

0 0° Celsius

2 -20° Celsius

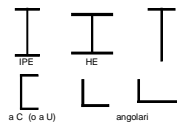
Elementi in acciaio

Prodotti mediante:

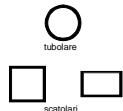
- laminazione a caldo
 - profilati → aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo
 - lamiere → spessore non superiore a 50 mm e larghezza pari alla massima dimensione del laminato
 - larghi piatti → spessore non superiore a 40 mm e larghezza compresa tra 200 e 1000 mm
- barre
- piegatura a freddo
 - lamiere grecate
 - profili sottili

Elementi in acciaio profilati

I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo
Le loro caratteristiche sono riportate in un sagomario



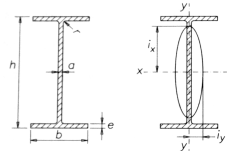
profilati con sezione a contorno aperto



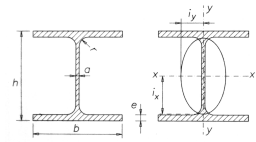
profilati con sezione a contorno chiuso

Elementi in acciaio profili a doppio T

- **Profili IPE:** hanno una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h
- **Profili HE:** hanno una larghezza b dell'ala pari all'altezza h



IPE



HE

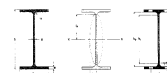
Nota: ora anche:
IPE A, serie alleggerita
HE AA, serie alleggerita

Per gli HE, tre serie:
HE A, serie alleggerita
HE B, serie normale
HE M, serie pesante

Elementi in acciaio uso dei diversi profili

- **IPE:**
massima resistenza a flessione in un solo piano
usati per travi
- **HE**
discreta resistenza a flessione anche nell'altro piano
usati per colonne
- **C, angolari**
bassa resistenza a flessione
usati per travi reticolari
- **profili cavi**
buona resistenza a flessione nei due piani; buona resistenza a torsione
usati per colonne e per aste soggette a torsione

Elementi in acciaio sagomario



designazione profilo	dimensioni						A cm ²	p kg/m	U m ² /m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	t mm			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6	7,64	6,30
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6	10,3	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4	13,2	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	12,9
IPE 160	160	82	5	7,4	9	137,2	145,2	20,1	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8	9	166	164	23,9	18,8

valori statici relativi agli assi xx-yy										(*) forature sulle ali				designazione profilo
J _x cm ⁴	W _x cm ³	I _x cm ²	J _y cm ⁴	W _y cm ³	I _y cm ²	S _x cm ³	s _x cm	d mm	t mm	su 1 ala A' cm ²	W' cm ³	su 2 ali A'' cm ²	W'' cm ³	
80,1	20,0	3,24	8,69	3,69	1,05	11,6	6,90							IPE 80
171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	8,68							IPE 100
318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,43	30,4	10,5							IPE 120
541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,2	12,3	11	40	14,9	40,8	13,4	58,0	IPE 140
869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,0	11	43	18,5	58,3	16,8	84,9	IPE 160
1317	146	7,42	101	22,2	2,05	83,2	15,8	13	50	21,8	117	19,7	112	IPE 180

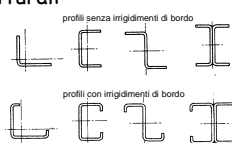
Elementi in acciaio piegati a freddo

- **Lamiere grecate**



- a secco: con materiale isolante e coibentante, utilizzate per coperture e tamponamenti
- per cls: fungono da cassero in fase di getto e maturazione, utilizzate per la costruzione di solai intermedi di edifici..

- **Profili strutturali**



Imperfezioni

Imperfezioni nelle aste

- **meccaniche**
 - disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei
 - tensioni residue
- **geometriche**
 - imperfezioni geometriche della sezione trasversale
 - imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta
 - influiscono sul comportamento sotto i carichi di esercizio
 - non influiscono sulla resistenza ultima
 - aumentano il rischio di instabilità (riducono resistenza a compressione)

Imperfezioni di montaggio

- occorrerebbe tenerne conto esplicitamente nel calcolo

Imperfezioni tensioni residue

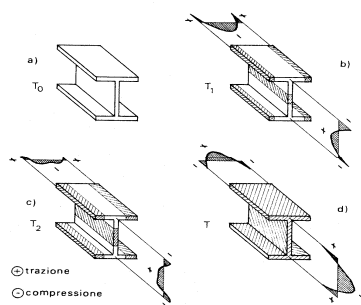


Figura tratta da: Ballo, Mazzolari, Strutture in acciaio

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

2 - Problematiche generali; analisi strutturale;
stati limite di esercizio

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Problematiche generali delle strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

Cemento armato

realizzazione monolitica;
in genere strutture fortemente iperstatiche

Acciaio

assemblaggio di elementi;
possibilità di definire il vincolo fornito dal collegamento;
in genere strutture isostatiche o poco iperstatiche

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

Cemento armato

strutture progettate essenzialmente per la resistenza;
verifica di deformazione facilmente soddisfatta

Acciaio

la scelta della sezione è spesso condizionata più dai limiti di
deformabilità che dai limiti di resistenza

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante

- instabilità globale, dell'intera struttura
 - instabilità dell'asta
 - instabilità locale, delle parti compresse della sezione

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante
attenzione alla spazialità del fenomeno

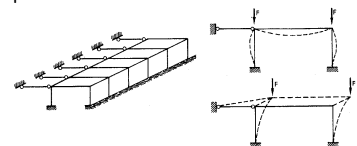


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
 - Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
 - Diversa influenza del peso proprio
- Acciaio**
 peso proprio della struttura quasi trascurabile;
 vantaggi in zona sismica e per grandi luci;
 rischio di inversione del carico per depressione da vento

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
 - Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
 - Diversa influenza del peso proprio
 - Diverso comportamento a trazione e compressione
- Cemento armato**
 lavora meglio a compressione
- Acciaio**
 lavora meno bene a compressione, per problemi di instabilità

Analisi strutturale per le strutture in acciaio

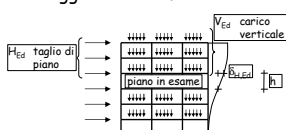
Analisi strutturale metodi di analisi

- **Analisi elastica lineare**
 è quella comunemente adottata
- **Analisi non lineare (plastica)**
 tiene conto della non linearità meccanica mediante l'introduzione di cerniere plastiche
- **Analisi non lineare (elasto-plastica)**
 tiene conto del legame momento-curvatura non lineare di tutte le sezioni
- **Modelli rigido-plastici**
 citati solo dall'Eurocodice 3

NTC08, punto 4.2.3.3 - EC3-1-1, punto 5.4

Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**
 è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
 tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
 per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali



$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**
 è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
 tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
 per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali;
 - se $\alpha_{cr} > 10$ eseguire l'analisi del primo ordine
 - altrimenti incrementare gli effetti delle azioni ottenuti dall'analisi lineare mediante il coefficiente $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$

Si veda anche NTC08, punto 7.3.1
 (per zona sismica)

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste



$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

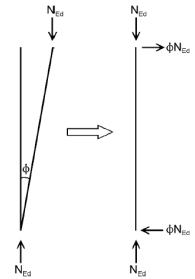
m = colonne di piano con $N_{Ed} \geq 0,5 N_{Ed,med}$

EC3-1-1, punto 5.3; Circolare, punto C4.2.3.5

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste
- Le imperfezioni possono essere sostituite da forze orizzontali equivalenti

Le forze così valutate sono importanti se non ve ne sono altre; sono in genere modeste rispetto alle azioni di vento o sisma



Analoghe indicazioni sono fornite per travi reticolari ed altri schemi strutturali

EC3-1-1, punto 5.3

Stati limite di esercizio

Stati limite di esercizio

Problema: evitare

deformazioni o spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura;

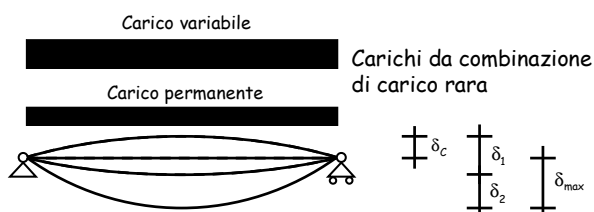
vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

danni alle finiture o agli elementi non strutturali dovuti a deformazioni, spostamenti o oscillazioni.

Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di esercizio?

Verifica degli spostamenti

Verifica degli spostamenti Calcolo degli spostamenti verticali



δ_c Contromonta
 δ_1 Effetto dei carichi permanenti

δ_2 Effetto dei carichi variabili

δ_{max} Spostamento complessivo ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

Verifica degli spostamenti Valori massimi di spostamento verticale

Condizioni	δ_{max}	δ_2
Coperture in generale	L/200	L/250
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	L/250	L/300
Solai in generale	L/250	L/300
Solai che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	L/250	L/350
Solai che supportano colonne	L/400	L/500
Dove δ_{max} può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	

NTC08, punto 4.2.4.2.1

Progetto - stato limite di esercizio

1 - Invertendo le espressioni di verifica si ottengono formule di progetto per la sezione.

$$\delta_{\max} \leq (\delta_{\max})_{\limite}$$

$$\delta_2 \leq (\delta_2)_{\limite}$$



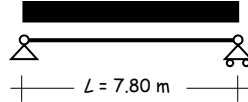
I momento d'inerzia.

2 - Si sceglie il profilato.

Esempio

Dati:

$$G_k + Q_k \text{ oppure } Q_k$$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$$G_k = 0.38 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 1.54 \text{ kN/m}$$

$$G_k + Q_k = 1.92 \text{ kN/m}$$

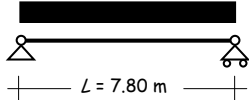
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{Q_k L^4}{E I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E}$$

Esempio

Dati:

$$G_k + Q_k \text{ oppure } Q_k$$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$$G_k = 0.38 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 1.54 \text{ kN/m}$$

$$G_k + Q_k = 1.92 \text{ kN/m}$$

$$I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E} = \frac{1000}{384} \frac{1.92 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1129 \text{ cm}^4$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E} = \frac{1250}{384} \frac{1.54 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1133 \text{ cm}^4$$

Scelta del profilato

Deve essere

$$I \geq 1133 \text{ cm}^4$$

Si può usare un

IPE 180

$$I = 1317 \text{ cm}^4$$

Massa: 18.8 kg/m

Peso: 0.188 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statistiques / Section pro						
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	I _z cm ⁴	A _e cm ²	I _t cm ⁴
IPE 100	6.9	141.2	28.81	22.98	4.01	4.44	12.11
IPE 100	8.1	171.0	34.20	29.41	4.07	5.08	15.92
IPE 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67
IPE 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92
IPE 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.89	54.43
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31
IPE 180	15.4	1195	120.1	135.3	7.37	9.29	81.89
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9
IPE 180	21.3	1509	165.4	189.1	7.45	12.78	117.3
IPE 200	18.4	1591	161.6	191.7	8.33	11.47	117.3
IPE 200	22.4	1943	194.3	229.6	8.26	14.09	142.4
IPE 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9

Scelta del profilato

Deve essere

$$I \geq 1133 \text{ cm}^4$$

Oppure un

HE 140 B

$$I = 1509 \text{ cm}^4$$

o anche un

HE 160 A

$$I = 1673 \text{ cm}^4$$

Massa: 33.7 kg/m

Peso: 0.337 kN/m

Massa: 30.4 kg/m

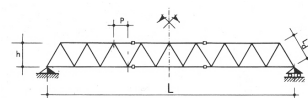
Peso: 0.304 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statistiques / Section pro						
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	I _z cm ⁴	A _e cm ²	I _t cm ⁴
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	6.15	92.06
HE 100 A	16.7	340.2	72.76	82.01	4.66	7.56	133.8
HE 100 B	20.4	448.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3
HE 100 M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	390.2
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8
HE 120 A	19.9	686.2	106.3	119.5	4.89	8.46	230.9
HE 120 B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.15	702.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	128.8	5.59	7.92	274.8
HE 140 A	24.7	1032	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3
HE 140 B	33.1	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	580.7
HE 140 M	63.2	3201	411.4	493.8	6.39	24.46	1144
HE 160 AA	23.8	1282	172.4	190.4	6.50	10.38	428.7
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6
HE 160 B	42.6	2402	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2
HE 160 M	76.2	5098	566.5	674.6	7.25	30.81	1759

Verifica degli spostamenti

Influenza dei giunti

- Nel calcolo degli spostamenti occorre tener conto degli spostamenti relativi che si hanno in corrispondenza dei giunti



$$\delta = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d$$

δ_{el} = Spostamento dovuto alla deformazione elastica delle aste

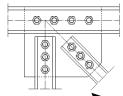
$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d)$$

$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d)$$

n = numero di giunti nei correnti

$\phi - d$ = gioco foro bullone

Esempio



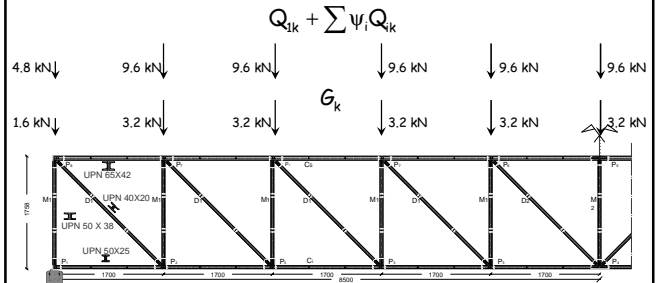
Tutte le aste di parete (montanti e diagonali) sono bullonate



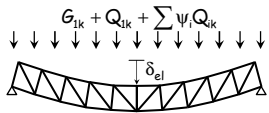
I correnti sono continui tranne che nella mezzera della trave reticolare

Esempio

La trave è stata proporzionata nel rispetto delle verifiche allo stato limite ultimo e deve essere verificata per lo stato limite di esercizio



Esempio



$$\delta_{el} = 24.7 \text{ mm}$$



$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d) = \frac{4}{6} \frac{17}{1.76} \times 1 = 6.4 \text{ mm}$$

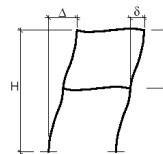


$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d) = \frac{17}{1.7} \sqrt{2} \times 1 = 14.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d = 45.2 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = \frac{17000}{200} = 85 \text{ mm}$$

Verifica degli spostamenti Spostamenti orizzontali

- Gli spostamenti laterali provocati dai carichi (combinazione rara) non devono superare i limiti di seguito indicati



Condizioni	δ	Δ
Edifici industriali monopiano senza carroponete	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

NTC08, punto 4.2.4.2.2

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

3 - Sforzo normale centrato: trazione; compressione

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Verifica e progetto di sezioni allo SLU

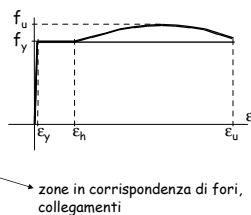
Criteri generali

Tensione di snervamento f_y o tensione ultima f_u ?

La tensione ultima f_u si raggiunge con deformazioni plastiche molto elevate

Se la zona plasticizzata è molto piccola, queste hanno scarso effetto globale: si può accettare di raggiungere f_u

Se la zona plasticizzata è estesa, le deformazioni plastiche non sono accettabili: ci si deve fermare a f_y



aste, in generale

Criteri generali

Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

Vengono usati valori diversi, a seconda del problema

- resistenza di sezioni $\gamma_{M0} = 1.05$
- resistenza di aste all'instabilità $\gamma_{M1} = 1.05$
- resistenza ultima di sezioni
resistenza di bulloni, saldature $\gamma_{M2} = 1.25$
- resistenza di collegamenti ad attrito
per SLU $\gamma_{M3} = 1.25$
per SLE $\gamma_{M3,ser} = 1.10$

Criteri generali

Classificazione delle sezioni

Le parti compresse di una sezione sono soggette al rischio di instabilità (instabilità locale)

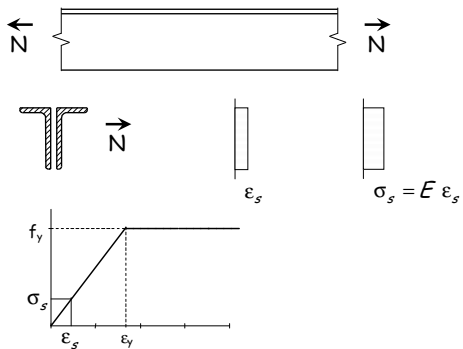
Le sezioni sono divise in 4 classi, in base a quanto l'instabilità locale ne condiziona il comportamento

- classe 1 - massima resistenza, massima duttilità
- classe 2 - massima resistenza, limitata duttilità
- classe 3 - resistenza limitata al raggiungimento della prima plasticizzazione
- classe 4 - instabilità precoce che avviene prima dello snervamento

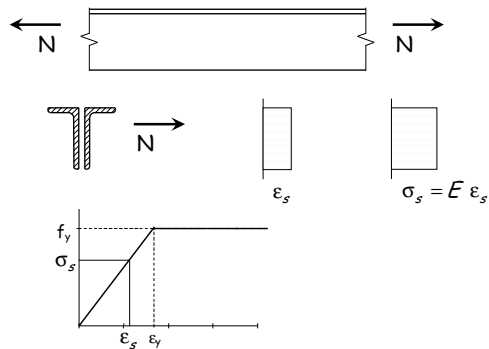
Verranno presentate in seguito

Sforzo normale Trazione

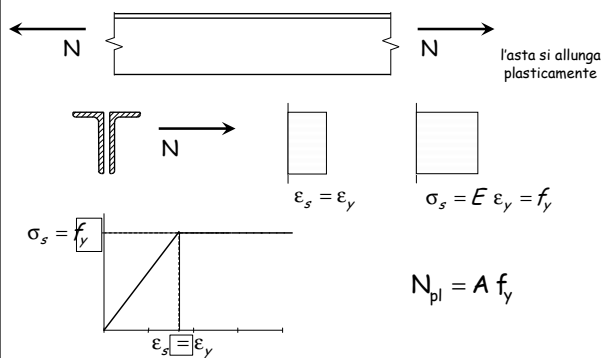
Comportamento al crescere delle deformazioni



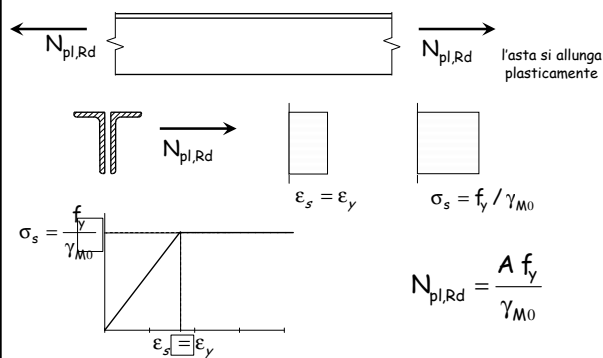
Comportamento al crescere delle deformazioni



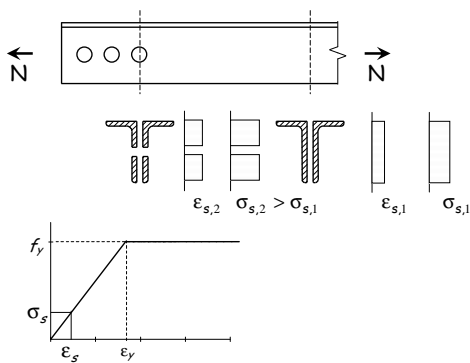
Comportamento al crescere delle deformazioni



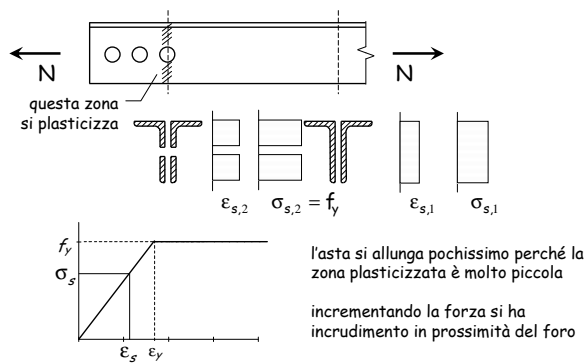
Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione



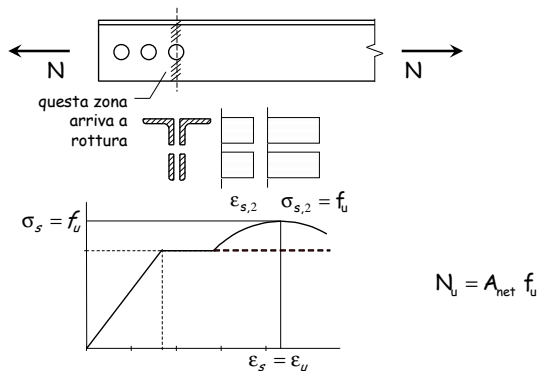
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



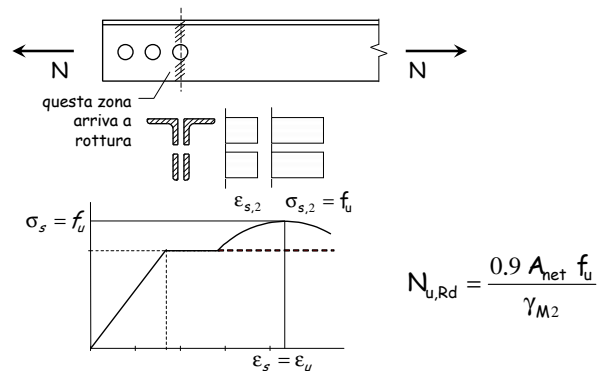
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



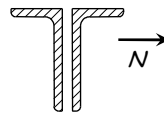
Verifica - stato limite ultimo

La resistenza a trazione di un'asta è pari al minore tra i valori della resistenza plastica della sezione piena e della resistenza ultima della sezione indebolita.

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$

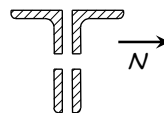
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma} \quad N_{max} = \bar{\sigma} A \geq N$$

Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite



$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} \leq \bar{\sigma} \quad N_{max} = \bar{\sigma} A_{net} \geq N$$

NTC 08, punto 4.2.4.1.2

Verifica - confronto

Sezione piena

TA $N_{max} = \bar{\sigma}_s A$

160

ma i carichi per SLU sono 1.4 volte tanto

$160 \times 1.4 = 224$

SLU $N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} A$

$235 / 1.05 = 224$

Acciaio S235 (Fe 360)

Sezione indebolita

$N_{max} = \bar{\sigma}_s A_{net}$

$160 \times 1.4 = 224$

$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{net}$

$0.9 \times 360 / 1.25 = 259$

Verifica - confronto

Sezione piena

TA $N_{max} = \bar{\sigma}_s A$

240

$240 \times 1.4 = 336$

SLU $N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} A$

$355 / 1.05 = 338$

Acciaio S355 (Fe 510)

Sezione indebolita

$N_{max} = \bar{\sigma}_s A_{net}$

$240 \times 1.4 = 336$

$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{net}$

$0.9 \times 510 / 1.25 = 367$

Verifica - commento

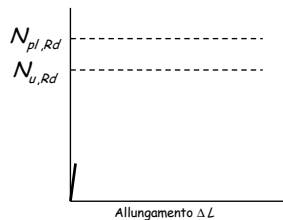
Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a trazione valutata allo stato limite ultimo è:

- Sostanzialmente simile a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione piena;
- Sensibilmente maggiore (tra il 10 ed 15% più grande) a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione indebolita.

Duttilità

Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$

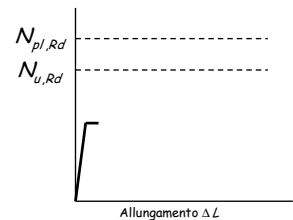
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



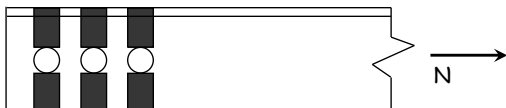
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



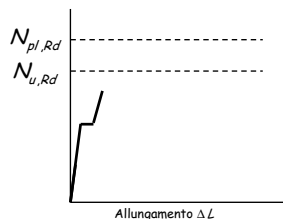
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



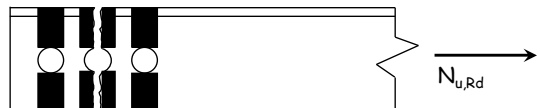
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

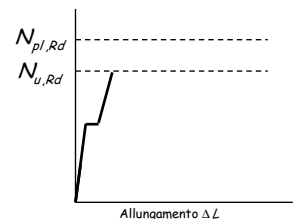


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$

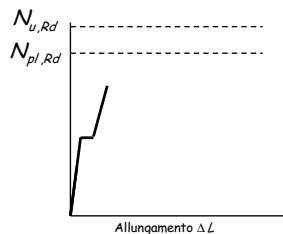


- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Rottura della sezione più debole

L'asta è fragile



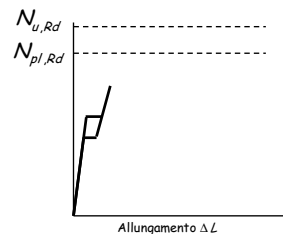
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



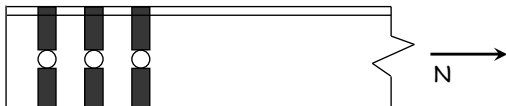
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



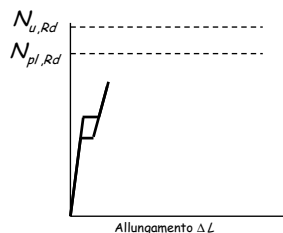
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



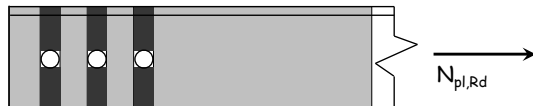
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

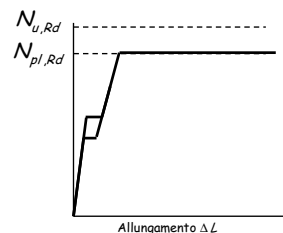


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Plasticizzazione della sezione piena

L'asta è duttile



Duttilità

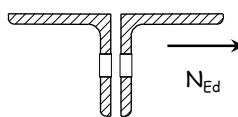
Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$

- Se $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$
si arriva alla rottura della sezione forata prima dello snervamento dell'intera asta
il comportamento complessivo è fragile
- Se $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$
si arriva allo snervamento dell'intera asta prima della rottura della sezione forata
il comportamento complessivo è duttile

Esempio

Calcolo della resistenza e verifica di duttilità

Dati:



2 L 65x7

$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$

Acciaio S235

Bulloni M14

Fori 15 mm

$A = 2 \times 870 = 1740 \text{ mm}^2$

$A_{net} = 1740 - 2 \times 15 \times 7 = 1530 \text{ cm}^2$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1740 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 389.4 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1530 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 396.6 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$$

L'asta resiste ed è duttile

Per ottenere sezioni duttili ...

- Dovendo essere $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$ si deve verificare che

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \geq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

ovvero
$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} f_y}{0.9 \gamma_{M0} f_u}$$

acciaio	S235	S275	S355
$A_{net}/A \geq$	0.863	0.846	0.921

Progetto - stato limite ultimo

- Invertendo l'espressione di verifica si ottiene la formula di progetto della sezione.

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

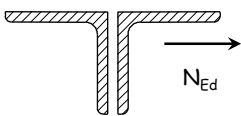
- Si sceglie il profilato.

- Se esistono sezioni indebolite (per fori, intagli, ecc.) bisogna verificare anche che:

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 Bulloni M14
 Fori 15 mm

- Determinazione dell'area necessaria.

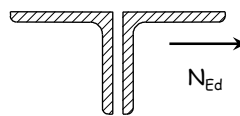
$$A = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed}}{f_y} = \frac{339.9 \times 10^3}{235/1.05} = 1518 \text{ mm}^2$$

- Scelta della sezione.

Uso 2 L 65x7 $A = 1740 \text{ mm}^2$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 Bulloni M14
 Fori 15 mm

- Verifica della sezione indebolita.

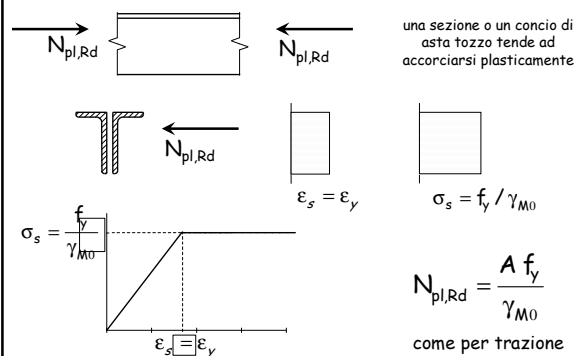
$$A_{net} = A - A_{foro} = 1740 - 2 \times 15 \times 7 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 360 \times 1530}{1.25 \times 10^3} = 396.6 \text{ kN} > N_{Ed}$$

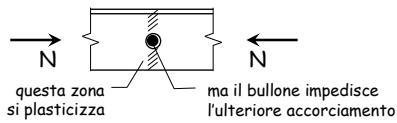
Anche la sezione indebolita è verificata

Sforzo normale
 Compressione

Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione

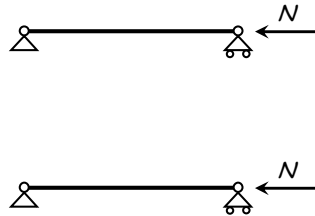


Comportamento quando vi sono dei fori

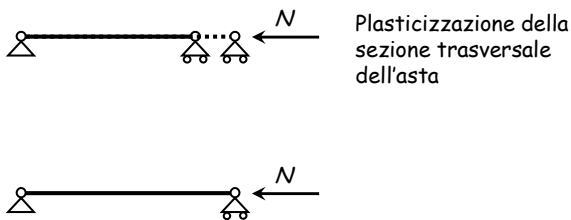


- Una sezione, o un'asta tozza, compressa hanno la stessa resistenza di una sezione compressa
 - La presenza di fori (che contengono bulloni) non inficia la resistenza
- ... ma questo vale solo per la sezione, o per un elemento tozzo, non per le aste usuali

Modalità di collasso di aste compresse

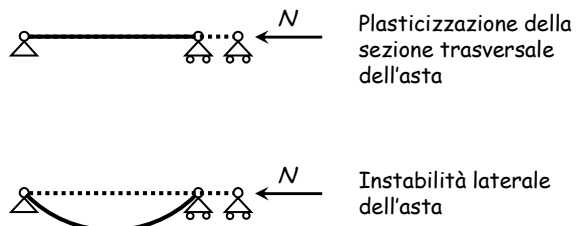


Modalità di collasso di aste compresse



Plasticizzazione della sezione trasversale dell'asta

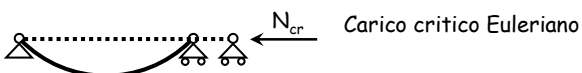
Modalità di collasso di aste compresse



Plasticizzazione della sezione trasversale dell'asta

Instabilità laterale dell'asta

Comportamento ultimo di un'asta ideale



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

I = momento d'inerzia della sezione
 l_0 = lunghezza libera d'inflessione

Dividendo per l'area della sezione si ottiene la tensione critica di un'asta ideale:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

λ = snellezza dell'asta $\lambda = \frac{l_0}{i}$
 i = raggio d'inerzia della sezione

Comportamento ultimo di un'asta ideale

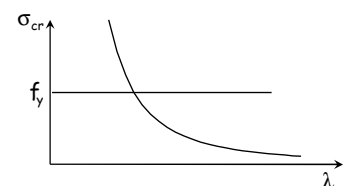
$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico



Verifica di un'asta ideale

$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

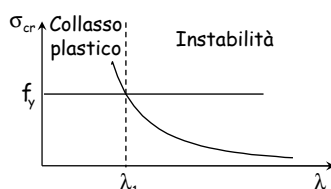
Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$



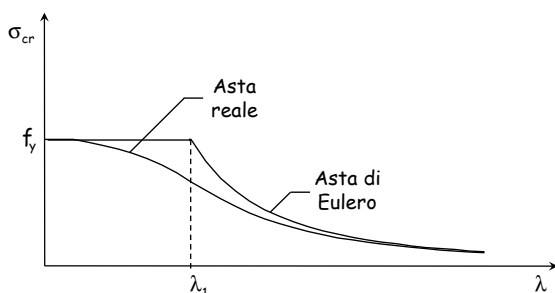
Aste reali

Nelle aste reali sono sempre presenti imperfezioni di tipo geometrico e meccanico:

- L'asse dell'asta non è mai perfettamente rettilineo;
- La sezione trasversale dell'asta è sede di tensioni (residue) ancor prima dell'applicazione dei carichi sulla struttura;
- La tensione di snervamento non è costante sulla sezione.

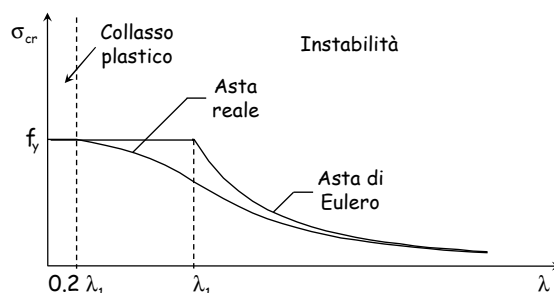
Comportamento delle aste reali

A causa delle imperfezioni la resistenza all'instabilità di un'asta reale è inferiore a quella dell'asta di Eulero.



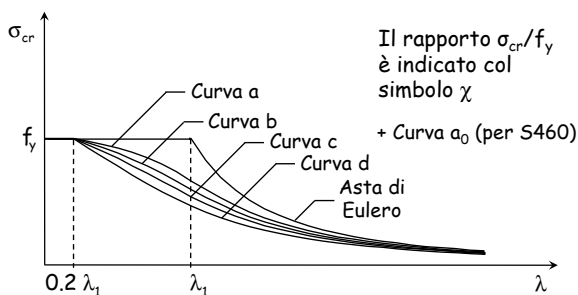
Comportamento delle aste reali

Il collasso plastico avviene solo per valori di snellezza molto bassi $\lambda \leq 0.2 \lambda_1$.



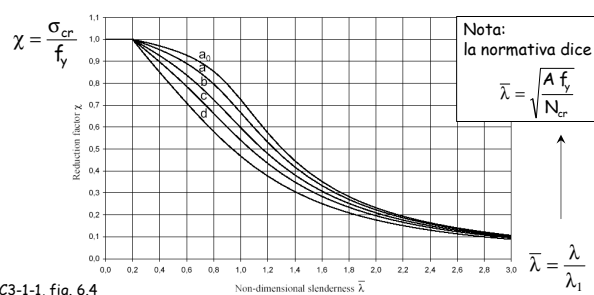
Comportamento delle aste reali

Il comportamento dipende dal tipo di profilato. La normativa (NTC08, EC3) distingue 5 curve di stabilità



Comportamento delle aste reali

Il comportamento dipende dal tipo di profilato. La normativa (NTC08, EC3) distingue 5 curve di stabilità



Comportamento delle aste reali

Vengono fornite anche formule per calcolare χ

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


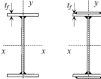
$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

NTC08, punto 4.2.4.1.3 - EC3-1-1, punto 6.3.1



Comportamento delle aste reali

- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

Tipo di sezione		Limiti	Asse di inflessione	Curva di stabilità per:	
				S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x	a	a ₀
			y - y	b	a ₀
	$h/b \leq 1.2$	$t_f > 40 \text{ mm}$	x - x	b	a
			y - y	c	a
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	x - x	b	a	
		y - y	c	a	
Sez. ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x	b	b
			y - y	c	c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	x - x	c	c	
		y - y	d	d	





Comportamento delle aste reali

- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

			Curva di stabilità per:		
Tipo di sezione			Asse di inflessione	S235 S275 S355 S420 S460	
Sez. curve		formata a caldo	qualunque	a	a ₀
		formata a freddo	qualunque	c	c
Sez. scan. saldate		in generale	qualunque	b	b
		saldate con $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c

Comportamento delle aste reali

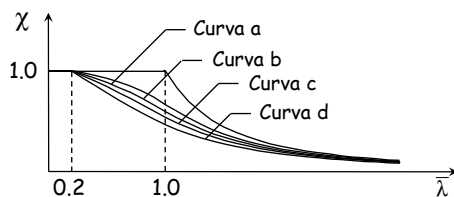
- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

Tipo di sezione	Limiti	Asse di inflessione	Curva di stabilità per:	
			S235 S275 S355 S420	S460
Sez. piene, ad L e T		qualsunque	c	c
		qualsunque	c	c
Sez. ad L		qualsunque	b	b
		qualsunque	b	b

Verifica - stato limite ultimo

$$N_b = A \sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y A = \chi f_y A$$

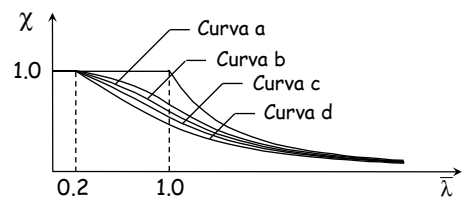
$$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \leq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$



Verifica - stato limite ultimo

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Resistenza all'instabilità}$$

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

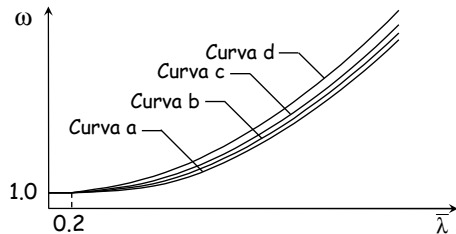


NTC 08, punto 4.2.4.1.3.1

Verifica - tensioni ammissibili

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \leq \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y \leq \frac{f_y}{\omega} \quad \sigma = \omega \frac{N}{A} \leq f_y$$

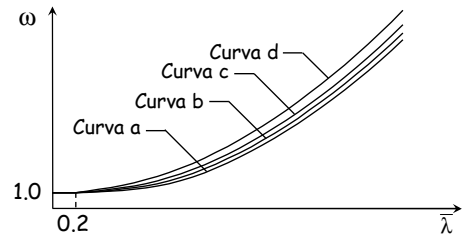
$$\omega = \frac{f_y}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - tensioni ammissibili

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \leq \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y \leq \frac{f_y}{\omega} \quad \text{Applicando il coefficiente di sicurezza a } f_y \dots$$

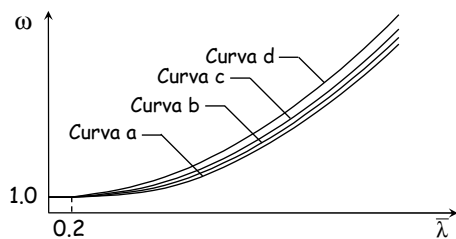
$$\omega = \frac{f_y}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \sigma = \omega \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}$$



Verifica - tensioni ammissibili

$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{Sforzo normale ammissibile}$$

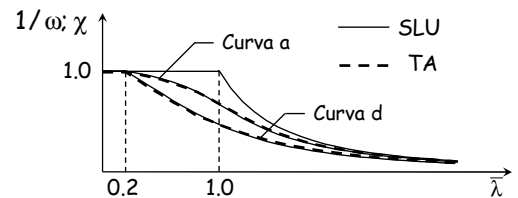
$$N \leq N_{max}$$



Verifica - confronto

$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{TA}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} \quad \text{SLU}$$



Verifica - confronto

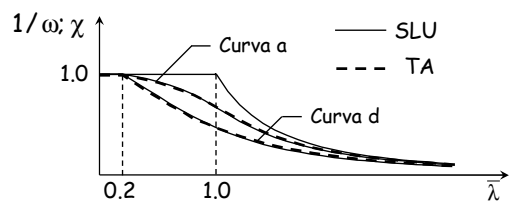
$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{TA}$$

$$160 \times 1.4 = 224$$

Acciaio S235 (Fe 360)

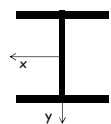
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} \quad \text{SLU}$$

$$235 / 1.05 = 224$$



Esempio

Dati:



HE 240 A



$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$

Acciaio S235

$l_0 = 3.50 \text{ m}$

(uguale nei due piani)

1 - Determinazione della snellezza

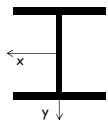
Piano di maggiore snellezza: xz

$$i_y = 60.0 \text{ mm} \quad \lambda = \frac{l_0}{i_y} = \frac{3500}{60} = 58.33$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{58.33}{93.91} = 0.621$$

Esempio

Dati:



HE 240 A

$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$

Acciaio S235

$l_0 = 3.50 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

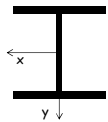
2 - Individuazione della curva di instabilità

Esempio

Tipo di sezione			Limiti	Asse di inflexione	Curva di stabilità per:	
					S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x	a	a ₀
				y - y	b	a ₀
		$t_f > 40 \text{ mm}$	x - x	b	a	
			y - y	c	a	
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	x - x	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y	d	c
Sez. ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x	b	b	
			y - y	c	c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	x - x	c	c	
			y - y	d	d	

Esempio

Dati:



HE 240 A

$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$

Acciaio S235

$l_0 = 3.50 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

2 - Individuazione della curva di instabilità

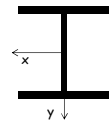
curva c

$\alpha = 0.49$

Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Esempio

Dati:



HE 240 A

$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$

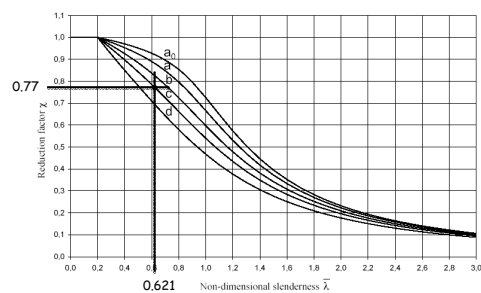
Acciaio S235

$l_0 = 3.50 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

3 - Determinazione di χ

Esempio

• Graficamente



Esempio

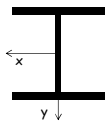
• Analiticamente $\bar{\lambda} = 0.621$ $\alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.7961$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.7728$$

Esempio

Dati:



HE 240 A

$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$

Acciaio S235

$l_0 = 3.50 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

3 - Determinazione di χ

$$\chi = 0.7728$$

$$|N_{Ed}| < N_{b,Rd}$$

La sezione è verificata

4 - Calcolo di $N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7728 \times 76.84 \times 235}{1.05} \times 10^{-1} = 1329 \text{ kN}$$

Progetto - stato limite ultimo

1 - Si assegna a χ un valore di tentativo e si ottiene la formula di progetto della sezione invertendo l'espressione di verifica

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{\chi f_y / \gamma_{M1}}$$

2 - Si sceglie il profilato

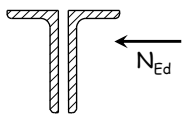
(evitare snellezze $\lambda > 200$ per membrature principali e $\lambda > 250$ per membrature secondarie)

3 - Si calcola $N_{b,Rd}$ e si confronta con N_{Ed}

Se $N_{b,Rd} < N_{Ed}$ oppure se $N_{b,Rd}$ è molto più grande di N_{Ed} si itera il procedimento.

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = -343 \text{ kN}$

Acciaio S235

$\lambda_1 = 93.9$

$L = l_0 = 1.80 \text{ m}$

1 - Determinazione dell'area necessaria

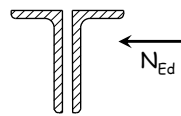
$$\chi = 0.6 \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{\chi f_y / \gamma_{M1}} = \frac{342.9 \times 10^3}{0.6 \times 235 / 1.05} = 2554 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione

Uso 2 L 60x120x8 $A = 2780 \text{ mm}^2$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = -343 \text{ kN}$

Acciaio S235

$\lambda_1 = 93.9$

$L = l_0 = 1.80 \text{ m}$

3 - Calcolo di $N_{b,Rd}$

Coppia di profili $i_{cp} = 23.9 \text{ mm} \quad \lambda_{cp} = \frac{l_0}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$

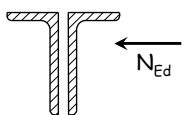
Singolo profilo $i_{sp} = 12.7 \text{ mm} \quad \lambda_{sp} = \frac{l_0/3}{i_{sp}} = \frac{600}{12.7} = 47.2$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_{cp}^2 + \lambda_{sp}^2} = 88.9$$

$$\bar{\lambda}_{eq} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_1} = \frac{88.9}{93.9} = 0.95$$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = -343 \text{ kN}$

Acciaio S235

$\lambda_1 = 93.9$

$L = l_0 = 1.80 \text{ m}$

3 - Calcolo di $N_{b,Rd}$

$$\bar{\lambda}_{eq} = 0.95$$

$$\chi = 0.63$$

Curva b

per profili a L (un tempo era curva c)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.63 \times 235 \times 2780}{1.05 \times 10^3} = 392.6 \text{ kN} \geq N_{Ed}$$

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

4 - Instabilità locale e profili sottili formati a freddo

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Riferimenti

Normativa

- EN 1993-1-3, Eurocodice 3, parte 1-3:
Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- EN 1993-1-5, Eurocodice 3, parte 1-5:
Elementi strutturali a lastra

Testi

- A.C. Walker, Design and Analysis of Cold-formed Sections, London, Intertext books, 1975
- A. Ghersi, R. Landolfo, F.M. Mazzolani, Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members, Spon Press, London and New York, 2002
- V. Dipaola, G. Prete, F. Prete, I profili formati a freddo nelle opere di carpenteria metallica, Aracne editrice, 2010

Profili sottili formati a freddo

sottili → thin gauge (o thin-walled)
formati a freddo → cold-formed

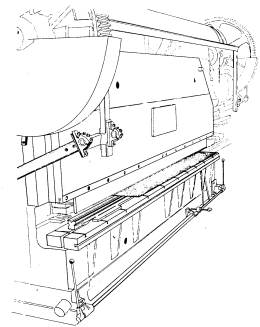
Procedimenti per ottenerli:

1. Stampaggio alla pressa
2. Laminazione a freddo

Come si realizzano

1. Stampaggio alla pressa

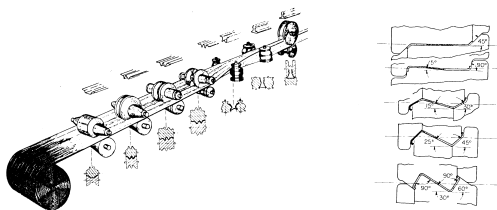
- Il nastro d'acciaio viene pressato, a singoli tratti, su uno stampo



Come si realizzano

2. Laminazione a freddo

- Il nastro d'acciaio viene deformato gradualmente facendolo passare attraverso coppie di rulli



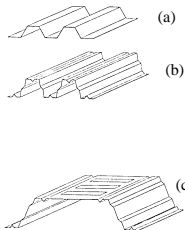
Come si realizzano

2. Laminazione a freddo

- Il nastro d'acciaio viene deformato gradualmente facendolo passare attraverso coppie di rulli
- Vantaggi della laminazione:
 - alta capacità produttiva
 - notevole precisione dimensionale
 - possibilità di sagomare lamiera verniciata o rivestita
- La convenienza economica del procedimento dipende soprattutto da:
 - complessità del profilo
 - quantità da produrre

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- lamiera grecate spessore t $0.5 \leq t \leq 4.0$ mm

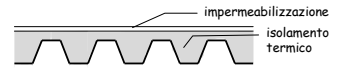


- massima luce per le tipologie usuali: da 1.50 m a 3.00 m
- richiedono quindi travi secondarie (arcarecci)
- dimensioni della greca molto maggiori consentono di evitare le travi secondarie

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- lamiera grecate spessore t $0.5 \leq t \leq 4.0$ mm

- usate per coperture non praticabili (in genere già predisposte con isolamento termico e impermeabilizzazione)

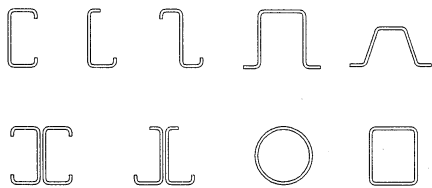


- oppure per solai praticabili (in genere con soletta in calcestruzzo, eventualmente armata con una rete)



Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



- Usati come:
 - elementi secondari (arcarecci) che sostengono la lamiera grecata di una copertura (di solito sezioni a C o a Z)
 - aste di travature reticolari (in particolare per luci non molto elevate, fino a 15 m)

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



- Usati come:
 - travi principali (di solito sezioni a C accoppiate)
 - colonne (sezioni scatolari o anche sezioni a Ω accoppiate a formare uno scatolare)

Nota: aspetto critico per l'utilizzazione come travi e colonne in zona sismica è la duttilità

Limiti negli spessori

elemento della sezione	limite
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$

Limiti negli spessori

elemento della sezione		limite
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.2

Effetti della piegatura

- Riduzione dello spessore nelle zone piegate

Si può considerare localmente uno spessore ridotto

- Tensioni residue di tipo flessionale (variabili nello spessore)

Possono influire sull'instabilità locale

- Incrudimento dell'acciaio nelle zone piegate (con contemporanea riduzione della duttilità)

Distinzione tra tensione del materiale base e tensione media

Riduzione dello spessore

La piegatura produce una riduzione dello spessore nelle zone di piega (racordi circolari)

- L'Eurocodice non fornisce indicazioni specifiche
- La normativa inglese suggeriva di usare uno spessore ridotto t_{rid}

$$t_{rid} = \left(\frac{r + k t}{r + 0.5 t} \right) t$$

con

r raggio interno di curvatura
 $k=0.35$ per $r \geq 1.5 t$

esempio

$t=4.0$ mm $r=6.0$ mm
 $k=0.35$

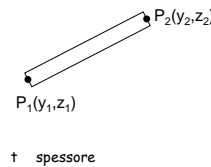
$$t_{rid} = \left(\frac{6.0 + 0.35 \times 4.0}{6.0 + 0.5 \times 4.0} \right) \times 4.0 = 3.7 \text{ mm}$$

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Procedimento rigoroso

- Considerare l'effettivo sviluppo, con tratti rettilinei e raccordi circolari, ciascuno col suo spessore (eventualmente ridotto nei raccordi)

Elemento rettilineo



$$y_0 = \frac{y_1 + y_2}{2}$$

$$z_0 = \frac{z_1 + z_2}{2}$$

$$A = l t$$

$$I_y = \frac{A}{12} \left[(z_2 - z_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 \right]$$

$$I_z = \frac{A}{12} \left[(y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2 \right]$$

con

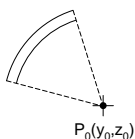
$$l = \sqrt{(y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}$$

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Procedimento rigoroso

- Considerare l'effettivo sviluppo, con tratti rettilinei e raccordi circolari, ciascuno col suo spessore (eventualmente ridotto nei raccordi)

Raccordo circolare



t spessore
 r_m raggio medio
 α_1, α_2 angoli

$$A = (\alpha_2 - \alpha_1) r_m t$$

$$y_0 = (\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1) \left(r_m^2 + \frac{t^2}{12} \right) \frac{1}{A} + y_0$$

$$z_0 = (\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1) \left(r_m^2 + \frac{t^2}{12} \right) \frac{1}{A} + z_0$$

$$I_y = \left[\alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] \left(4 r_m^3 + t^3 \right) \frac{r_m t}{8} - A (z_0 - y_0)^2$$

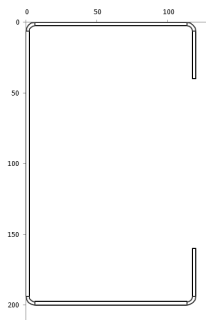
$$I_z = \left[\alpha_2 - \alpha_1 + \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] \left(4 r_m^3 + t^3 \right) \frac{r_m t}{8} - A (y_0 - z_0)^2$$

Esempio - sezione C 200x120x2.5

Caratteristiche geometriche di una sezione costituita da rettangoli e raccordi													
		yG	45.9	mm		A	Sy	Sz	IyG	IzG			
		mm	100.0	mm		1247.6	124765	mm ³	mm ⁴	mm ⁴			
Area, momenti del primo e secondo ordine													
Rettagli	Dati				Area, momenti del primo e secondo ordine								
elemento	y1	z1	t	yG	I	A	Sy	Sz	Iy	Iz	IyG	IzG	
1	118.75	118.75	2.5	118.75	33.8	84.4	1951	10020	8009	44	506646	448159	
	6.25	40		23.13									
2	6.25	113.75	2.5	60.00	107.5	268.8	336	16125	140	258812	2620872	312444	
	1.25	1.25		1.25									
3	1.25	1.25	2.5	1.25	187.5	468.8	468.75	586	1373291	244	1373291	933643	
	6.25	193.75		100.00									
4	6.25	113.75	2.5	60.00	107.5	268.8	53414	16125	140	258812	2620872	312444	
	198.75	198.75		198.75									
5	118.75	118.75	2.5	118.75	33.8	84.4	14924	10020	8009	44	506646	448159	
	193.75	360		176.88									
Area, momenti del primo e secondo ordine													
Raccordi circolari	Dati				Area, momenti del primo e secondo ordine								
elemento	y0	α1 [°]	t	yG	α2 [rad]	A	Sy	Sz	Iy	Iz	IyG	IzG	
1	113.75	0	2.3125	116.99	0.00	18.2	55	2125	49	49	170902	91905	
	6.25	90	5	3.01	1.57								
2	6.25	90	2.3125	3.01	1.57	18.2	55	55	49	49	170902	33417	
	6.25	180	5	3.01	3.14								
3	6.25	180	2.3125	3.01	3.14	18.2	3578	55	49	49	170902	33417	
	193.75	270	5	196.99	4.71								
4	113.75	270	2.3125	116.99	4.71	18.2	3578	2125	49	49	170902	91905	
	193.75	360	5	196.99	6.28								

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSez

Esempio - sezione C 200x120x2.5

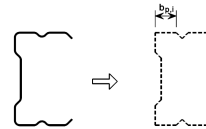


Vedi file Instabilità locale, foglio Sezione

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Alternativa 1 (Eurocodice 8)

- Considerare la sezione idealizzata ottenuta da quella curvilinea eliminando i raccordi e sostituendoli con spigoli vivi, valutarne le proprietà ($A_{g,sh}$ $I_{g,sh}$) e poi ridurre i valori così trovati



$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{i=1}^n r_i \frac{\phi_i}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{pi}}$$

$$A_g \approx A_{g,sh} (1 - \delta)$$

$$I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta)$$

r raggio interno
 ϕ angolo tra gli elementi

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Alternativa 1 (Eurocodice 8)

- Considerare la sezione idealizzata ottenuta da quella curvilinea eliminando i raccordi e sostituendoli con spigoli vivi, valutarne le proprietà e poi ridurre i valori così trovati

Alternativa 2

- Considerare la sezione curvilinea costituita dalla linea media, valutarne le proprietà e poi moltiplicarle per lo spessore (assunto unico per tutti i tratti)

Acciaio tensioni di riferimento

- La normativa europea (Eurocodice 3, parte 1-3) distingue:
 - f_{yb} tensione di snervamento del materiale base
 - f_{ya} tensione media di snervamento
- La distinzione nasce dal fatto che il processo di piegatura produce un incrudimento nelle zone piegate

Acciaio tensioni di riferimento

- Tensione media di snervamento

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{k n t^2}{A_g} \quad \text{ma} \quad f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2}$$

con

k coefficiente funzione del tipo di processo di piegatura

$k=7$ per piegatura in continuo

$k=5$ per altri tipi di piegatura

n numero degli angoli a 90° presenti nella sezione aventi un raggio di curvatura minore di $5 t$

t spessore della lamiera prima della formatura (mm)

A_g area geometrica della sezione trasversale

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 3.2.2

Acciaio tensioni di riferimento - esempio

- Tensione media di snervamento

profilo a C con irrigidimenti (200x120x2.5)

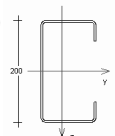
$k=5$

$n=4$

$t=2.5$ mm

$A_g=1247.6$ mm²

Acciaio S235 ($f_{yb}=235$ MPa, $f_u=360$ MPa)



$$f_{ya} = 235 + (360 - 235) \frac{5 \times 4 \times 2.5^2}{1247.6} = 247.52 \text{ MPa}$$

Acciaio tensioni di riferimento

- La tensione media di snervamento si può usare quando la sezione non risente di problemi di instabilità locale:
 - aste tese
 - aste compresse, ma con sezione tutta efficace
 - aste inflesse, ma con ali tutte efficaci
- Nota: il concetto di "sezione efficace", legato all'instabilità locale, sarà esposto più avanti
- Altrimenti si usa la tensione di snervamento del materiale base

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 3.2.2

Problemi specifici dei profili sottili

- instabilità locale
 - si manifesta con ondulazioni delle parti della sezione soggette a compressione, con lunghezza d'onda dello stesso ordine di grandezza della larghezza della parte instabilizzata
 - limita la resistenza e la duttilità e riduce la rigidezza dell'asta
 - i suoi effetti possono cumularsi a quelli dell'instabilità globale

Problemi specifici dei profili sottili

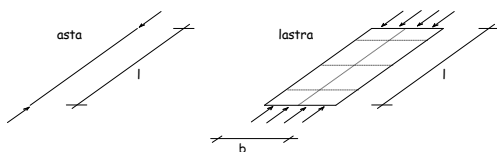
- bassa rigidezza torsionale
 - è dovuta alla piccolezza dello spessore ed alla forma quasi sempre aperta della sezione
 - in molti casi il comportamento è ulteriormente peggiorato dalla mancanza di assi di simmetria
- ridotta resistenza al rifollamento nei collegamenti bullonati
 - porta problemi alla progettazione dei giunti, che possono essere condizionanti nel progetto della membratura
- sensibilità alla corrosione
 - superabile con opportuno trattamento della superficie (zincatura, ecc.)

Instabilità locale

Instabilità di un'asta o una lastra compressa

asta elemento monodimensionale
vincolata agli estremi in modo da consentire spostamenti solo nella direzione del carico

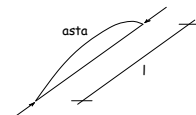
lastra elemento bidimensionale
vincolata lungo i bordi in modo da consentire spostamenti solo nella direzione del carico



Carico critico di un'asta compressa

asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- la deformata critica è un'unica onda, con semi-lunghezza d'onda pari alla lunghezza dell'asta l



Carico critico di un'asta compressa

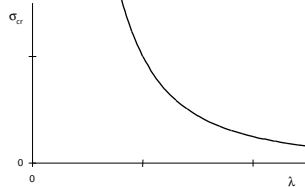
asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

La teoria, sviluppata da Eulero, fornisce

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

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(l/i)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

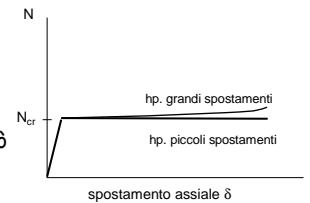
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{l}{i}$$



Comportamento post-critico di un'asta compressa

asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

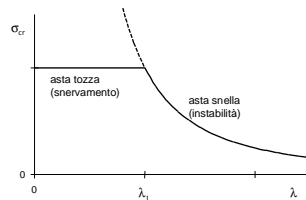
- quando si raggiunge il carico critico si hanno spostamenti trasversali molto grandi per piccolissimi incrementi di carico
- in pratica il carico non può aumentare ulteriormente e la rigidità assiale si può considerare nulla



Carico critico di un'asta compressa

asta perfetta ma di materiale elastico-perfettamente plastico

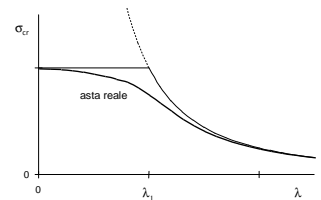
- la tensione critica non può superare la tensione di snervamento
- aste tozze: si snervano prima di instabilizzarsi
- aste snelle: si instabilizzano in campo elastico
- il limite è costituito dalla snellezza λ_1 che corrisponde alla tensione di snervamento $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$



Carico critico di un'asta compressa

asta reale con imperfezioni e costituita da materiale elastico-perfettamente plastico

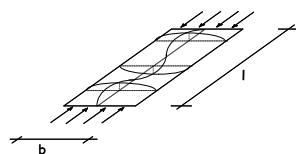
- la tensione critica è minore di quella che si avrebbe nel caso di asta perfetta
- il comportamento post-critico è comunque analogo a quello dell'asta perfetta



Carico critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- le ondulazioni che si formano hanno una lunghezza d'onda comparabile con la lunghezza b



Carico critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- tenendo conto che

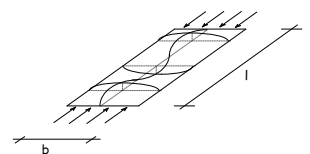
$$A = b t \quad I = \frac{b t^3}{12}$$

si ha

$$N_{cr} = \frac{k \pi^2 EI}{(1 - \nu^2) b^2} = \frac{k \pi^2 E t^3}{12 (1 - \nu^2) b}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$$

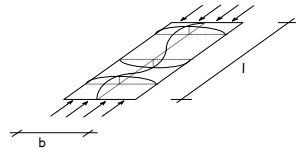
$$k = \left(\frac{l}{m b} \right)^2 + 2 + \left(\frac{m b}{l} \right)^2 \quad m = \text{numero di semi-onde} \quad \text{per } l > 4 b \quad k \rightarrow 4$$



Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale

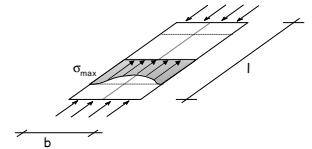


- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico

Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- per $N > N_{cr}$
 - le fibre longitudinali più vicine al bordo, più vincolate, sono più rigide di quelle centrali e portano un carico maggiore
 - il diagramma delle tensioni in mezzeria non è uniforme, ma ha un valore massimo in prossimità dei bordi e minimo al centro



$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} \cong \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$$

Tensione massima (σ_{max}) rispetto a quella critica (σ_{cr}) calcolata in funzione di N (diviso N_{cr})

σ_{max}/σ_{cr}	N/N_{cr}	$\Delta N/\Delta \sigma$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} \cong \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$
0.0000	0.00		
1.0000	1.00	1.00	
1.1928	1.05	0.26	
1.3882	1.10	0.26	
1.5862	1.15	0.25	
1.7868	1.20	0.25	
1.9900	1.25	0.25	
2.1958	1.30	0.24	
2.4042	1.35	0.24	
2.6152	1.40	0.24	
2.8288	1.45	0.23	
3.0450	1.50	0.23	
3.2638	1.55	0.23	
3.4852	1.60	0.23	
3.7092	1.65	0.22	
3.9358	1.70	0.22	
4.1650	1.75	0.22	
4.3968	1.80	0.22	
4.6312	1.85	0.21	
4.8682	1.90	0.21	
5.1078	1.95	0.21	
5.3500	2.00	0.21	
5.5948	2.05	0.20	
5.8422	2.10	0.20	
6.0922	2.15	0.20	
6.3448	2.20	0.20	
6.6000	2.25	0.20	
6.8578	2.30	0.19	
7.1182	2.35	0.19	
7.3812	2.40	0.19	
7.6468	2.45	0.19	

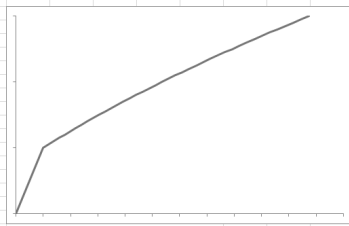


Diagramma di N/N_{cr} in funzione di σ_{max}/σ_{cr}

Si può ritenere che l'accorciamento ϵ_{ps} max sia proporzionale a σ_{max} quindi il diagramma mostra anche N in funzione di ϵ_{ps}

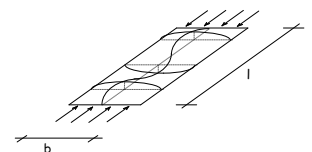
Si nota la brusca riduzione di rigidità dopo N_{cr}
Il tratto post critico non è esattamente lineare (ma quasi)
la pendenza (rigidità) post-critica è qui circa il 20% di quella elastica

Vedi file Instabilità locale, foglio s max

Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale

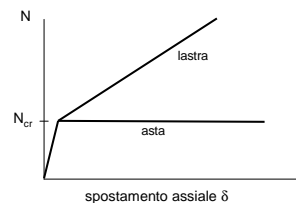


- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico
 - la rigidità assiale della lastra si riduce (fino al 40% del valore iniziale) ma non si annulla

Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale

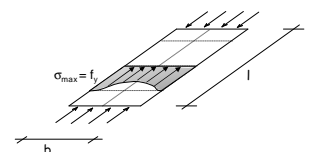


- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico
 - la rigidità assiale della lastra si riduce (fino al 40% del valore iniziale) ma non si annulla

Carico massimo di una lastra compressa

lastra perfetta ma di materiale elastico-perfettamente plastico

- il carico massimo corrisponde al raggiungimento della tensione di snervamento nella fibra più sollecitata

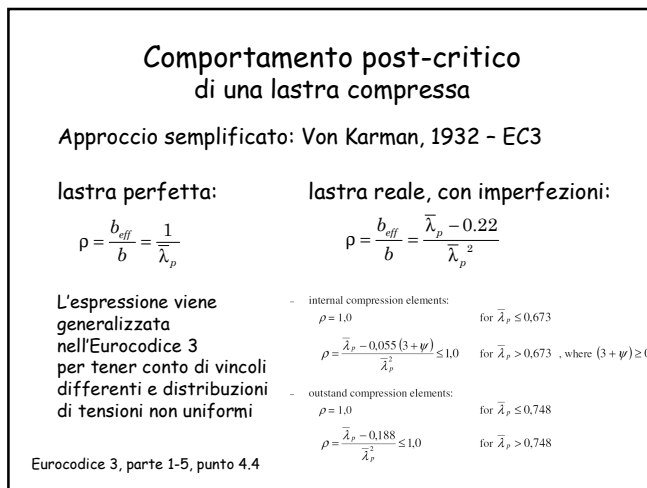
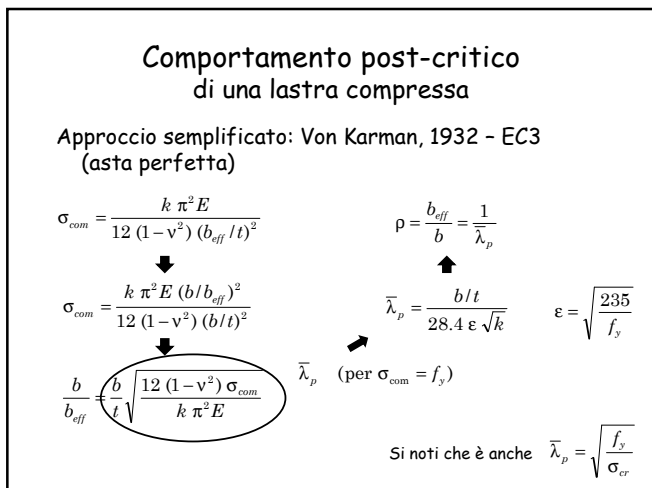
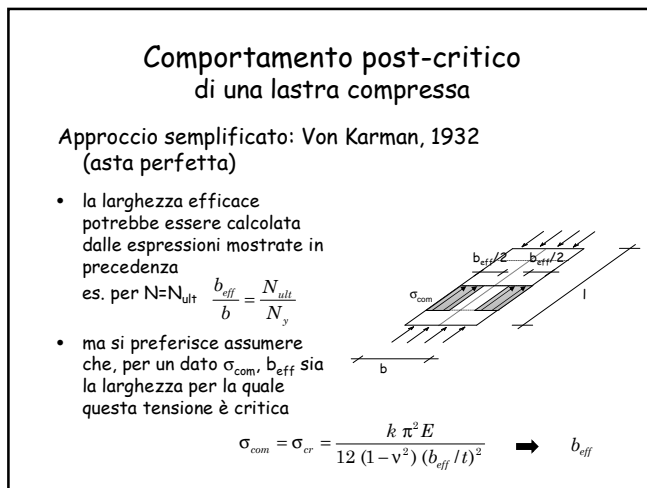
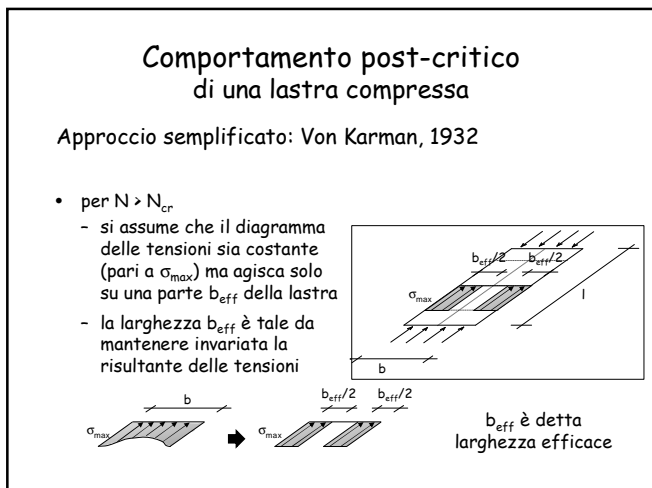
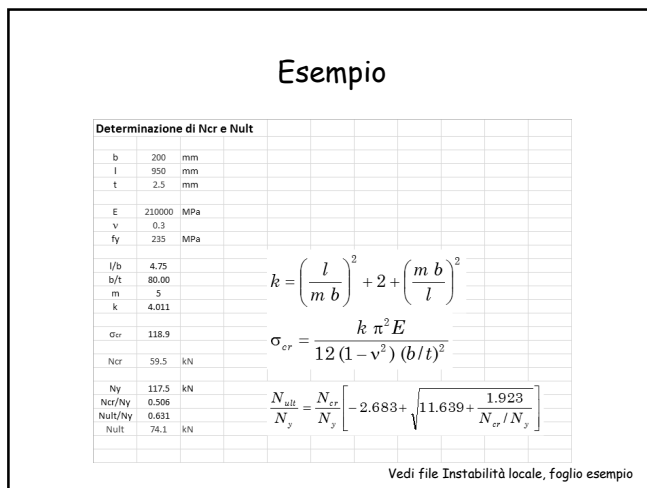
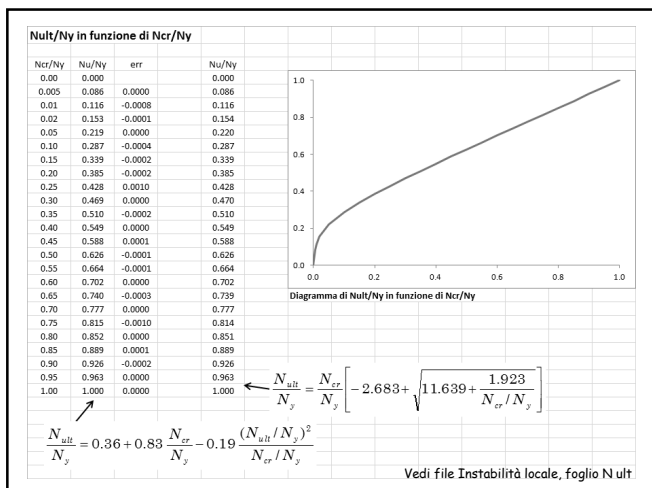


$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} \cong \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$$



$$\frac{N_{ult}}{N_y} = 0.36 + 0.83 \frac{N_{cr}}{N_y} - 0.19 \frac{(N_{cr}/N_y)^2}{N_{cr}/N_y}$$

$$\frac{N_{ult}}{N_y} = \frac{N_{cr}}{N_y} \left[-2.683 + \sqrt{11.639 + \frac{1.923}{N_{cr}/N_y}} \right]$$



Indicazioni di normativa Eurocodice 3, parte 1-5, punto 4.4

Table 4.1: Internal compression elements

Stress distribution (compression positive)	Effective ^a width b_{eff}
	$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{c1} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $b_{c2} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $1 \geq \psi \geq 0$
	$b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{c1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff}$ $b_{c2} = b_{eff} - b_{c1}$ $\psi < 0$
	$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \bar{b} \cdot (1 - \psi)$ $b_{c1} = 0,4 \cdot b_{eff}$ $b_{c2} = 0,6 \cdot b_{eff}$ $\psi < 0$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1 1 > ψ > 0 0 0 > ψ > -1 -1 -1 > ψ > -3
Buckling factor k_z	4,0 8,2 / (1,05 + ψ) 7,81 7,81 - 6,29 ψ + 9,78 ψ^2 23,9 5,98 (1 - ψ) ²

Table 4.2: Outstand compression elements

Stress distribution (compression positive)	Effective ^a width b_{eff}
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c \cdot (1 - \psi)$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1 0 -1 1 > ψ > -3
Buckling factor k_z	0,43 0,57 0,85 0,57 - 0,21 ψ + 0,07 ψ^2
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c \cdot (1 - \psi)$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1 1 > ψ > 0 0 0 > ψ > -1 -1
Buckling factor k_z	0,43 0,578 / (ψ + 0,34) 1,70 1,7 - 5 ψ + 17,1 ψ^2 23,8

Comportamento post-critico di una lastra compressa

Approccio semplificato: Von Karman, 1932 - EC3

Per elementi soggetti a tensioni < f_y si usa

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

con la stessa espressione di ρ $\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_{p,red} - 0,22}{\bar{\lambda}_{p,red}^2}$

precedenti versioni dell'EC3 consideravano troppo cautelativa l'espressione e suggerivano

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_{p,red} - 0,22}{\bar{\lambda}_{p,red}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_p - 0,6}$$

Eurocodice 3, parte 1-5, punto 4.4

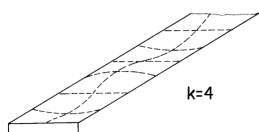
Comportamento post-critico di una lastra compressa

Differenti possibili approcci semplificati:

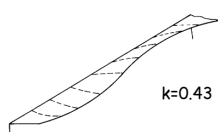
- larghezza efficace
 - è l'approccio base, il più utilizzato
- spessore efficace
 - è usato per ridurre il contributo degli irrigidimenti nella parte 1-3 dell'Eurocodice 3
 - è usato diffusamente nell'Eurocodice 9 (alluminio)
- area efficace
 - è citato come approccio generale nella parte 1-5 dell'Eurocodice 3
- tensione ridotta
 - era usato nel passato

Lastra con un bordo longitudinale libero

- il comportamento è analogo a quello della lastra in cui entrambi i bordi longitudinali sono vincolati, ma il suo carico critico è molto più basso
- la tensione critica può essere calcolata con le stesse espressioni valide per lastra vincolata a entrambi i bordi, ponendo però $k=0.43$



vincolata su due lati



vincolata su un solo lato

Esempio

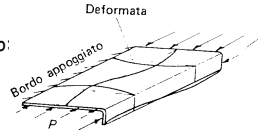
Larghezza efficace			
lastra vincolata su due bordi longitudinali		lastra con un bordo longitudinale libero	
b	200 mm	b	100 mm
t	2,5 mm	t	2,5 mm
k	4	k	0,43
E	210000 MPa	E	210000 MPa
v	0,3	v	0,3
f _y	235 MPa	f _y	235 MPa
b/t	80	b/t	40
EC3			
per $\sigma_{max}=f_y$		per $\sigma_{max}=f_y$	
in assenza di imperfezioni		in assenza di imperfezioni	
λ_p	1,408	λ_p	2,148
b_{eff}/b	0,710	b_{eff}/b	0,466
per $\sigma_{max}=0,5 f_y / \eta_{M0}$		per $\sigma_{max}=0,5 f_y / \eta_{M0}$	
$\lambda_{p,red}$	0,996	$\lambda_{p,red}$	1,519
b_{eff}/b	1,000	b_{eff}/b	0,658

Vedi file Instabilità locale, foglio b eff

Lastre molto snelle

- per annullare o limitare la riduzione del carico critico (e quindi della capacità portante) si possono aggiungere degli irrigidimenti

- per lastre con un bordo libero: irrigidimenti di bordo



- per tutte le lastre: irrigidimenti intermedi

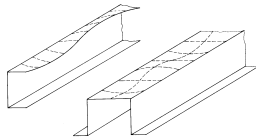


occorre verificare l'efficacia degli irrigidimenti (controllare che non vadano in carico critico)

Profili sottili

Schematizzazione

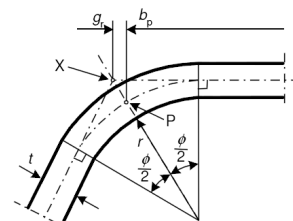
- per l'analisi dell'instabilità locale i profilati a freddo si considerano composti da un insieme di lastre piane mutuamente collegate lungo i bordi comuni



- per semplicità si assume che i bordi siano semplici appoggi, trascurando il possibile vincolo mutuo alla rotazione
- in presenza di irrigidimenti di bordo o intermedi occorre verificare l'efficacia dell'irrigidimento, cioè la sua capacità di impedire spostamenti

Larghezza

- per l'Eurocodice 3 la larghezza geometrica è indicata col simbolo b_p ed è misurata dal punto medio del raccordo d'angolo



X | intersezione delle linee medie

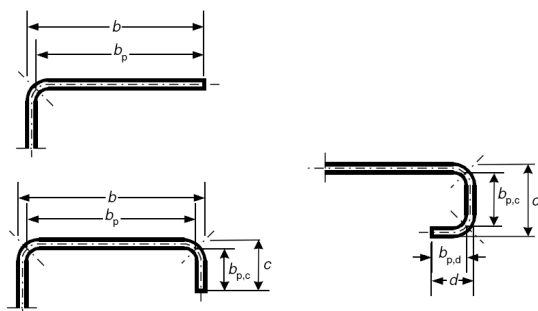
P | punto medio del raccordo

$$r_m = r + t/2$$

$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right)$$

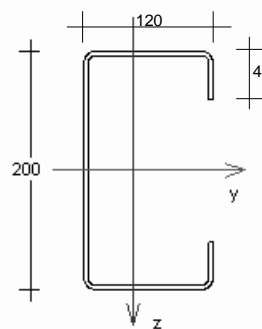
Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Larghezza



Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Esempio profilo a C 200 x 120 x 2.5



raggio interno di curvatura
 $r = 1.5 t = 3.75 \text{ mm}$

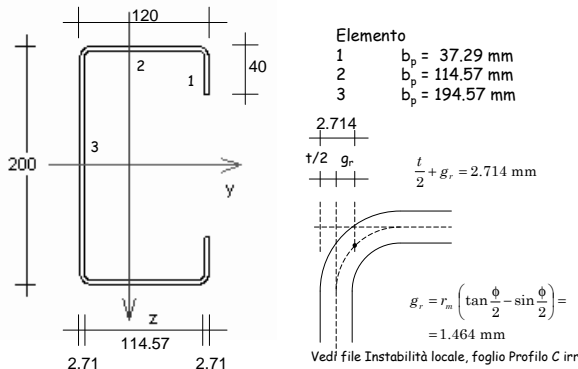
raggio medio
 $r_m = r + t/2 = 5.0 \text{ mm}$

angolo
 $\phi = 90^\circ$

$t/2$ g_r

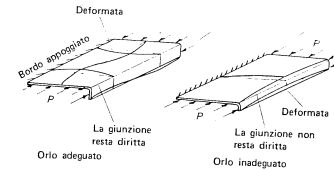
$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) = 1.464 \text{ mm}$$

Esempio profilo a C 200 x 120 x 2.5



Efficacia degli irrigidimenti di bordo

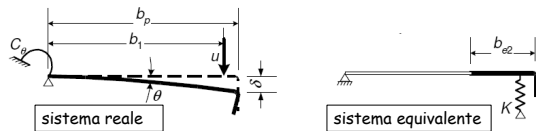
- Un elemento vincolato da un irrigidimento fornisce la stessa resistenza di un elemento con bordo fisso solo se l'irrigidimento si mantiene rettilineo



- dimensione c consigliata dell'irrigidimento di bordo affinché sia efficace:
 $c \geq b / 5$ e $c \leq 10 t$

Efficacia degli irrigidimenti di bordo

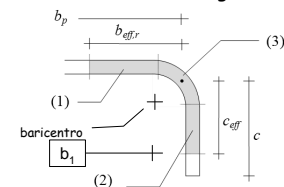
- L'irrigidimento può essere considerato come un'asta compressa, che potrebbe instabilizzarsi; essa è però vincolata elasticamente al resto del profilo (come se fosse quindi un'asta su suolo alla Winkler) e ciò riduce il rischio di instabilità



- La molla ha rigidezza (per unità di lunghezza)
 $K_1 = u / \delta$

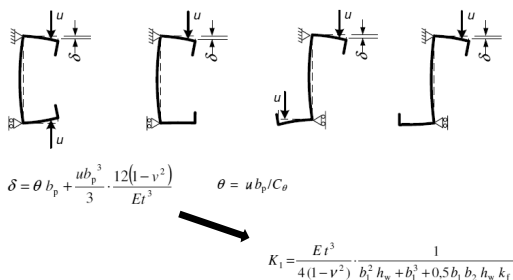
Sezione dell'irrigidimento di bordo

- Nel valutare l'efficacia (e il rischio di instabilità) dell'irrigidimento, lo si deve vedere come un'asta la cui sezione è costituita da tre parti:
 - parte efficace dell'elemento dal lato dell'irrigidimento
 - parte efficace dell'irrigidimento
 - raccordo circolare tra elemento e irrigidimento



Rigidezza della molla per unità di lunghezza

- Deve essere calcolata con lo schema:



Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.1

Rigidezza della molla per unità di lunghezza

- Dall'espressione generale si ricava
- per sezioni a C o Z

$$K_1 = \frac{E t^3}{4 b_1^2 (1-\nu^2) (b_1 + 1.5 h)} \quad \text{in caso di compressione}$$

$$K_1 = \frac{E t^3}{4 b_1^2 (1-\nu^2) (b_1 + h)} \quad \text{in caso di flessione}$$

- per sezioni a L irrigidite

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (\delta + h)}$$

in caso di flessione nel piano $x-y$, con fibre superiori tese

$$C_2 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (\delta + h)}$$

in caso di flessione nel piano $x-z$, con fibre di destra tese

- per sezioni a omega e per lamiera grecata

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (\delta + 15h)}$$

in caso di compressione

$$C_2 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (\delta + h)}$$

in caso di flessione

Carico critico dell'irrigidimento

- Il carico critico di una trave elastica su suolo elastico alla Winkler vale:

$$N_{cr} = 2 \sqrt{K E I_s} \quad \sigma_{cr} = \frac{2 \sqrt{K E I_s}}{A_s}$$

con A_s I_s area e momento d'inertia della sezione della trave (ovvero in questo caso dell'irrigidimento)

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.2

Procedimento fase 1

- Assegnare la distribuzione di tensioni (inizialmente $\sigma_{com,Ed} = f_y / \gamma_{M0}$)
- Determinare i valori di b_{e1} e b_{e2} per l'ala con le formule usuali

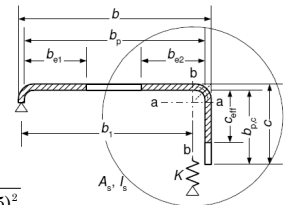
- Determinare il valore di c_{eff} con le formule usuali, ma prendendo

- se $b_{p,c}/b_p \leq 0.35$

$$k_e = 0.5$$

- se $0.35 < b_{p,c}/b_p \leq 0.6$

$$k_e = 0.5 + 0.83 \sqrt{(b_{p,c}/b_p - 0.35)^2}$$



Procedimento fase 2

- Determinare le proprietà geometriche della sezione dell'irrigidimento (A_s I_s)
- Determinare la tensione critica in campo elastico dell'irrigidimento ($\sigma_{cr,s}$)
- Determinare la snellezza relativa

$$\bar{\lambda}_{d1} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$$

- Determinare il coefficiente di riduzione

$$\chi_{d1} = 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_{d1} \leq 0.65$$

$$\chi_{d1} = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_{d1} \quad \text{se } 0.65 \leq \bar{\lambda}_{d1} \leq 1.38$$

$$\chi_{d1} = 0.66 / \bar{\lambda}_{d1} \quad \text{se } \bar{\lambda}_{d1} \geq 1.38$$

Procedimento fase 3

- Se si è trovato $\chi_d < 1$ occorre considerare per l'irrigidimento un'area ridotta

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}$$

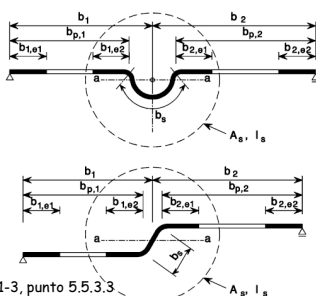
si può assumere che il momento d'inertia I_s vari nella stessa proporzione e che il baricentro della sezione rimanga inalterato; in pratica si assume che si abbia una riduzione di spessore dell'irrigidimento, cioè $t_{red} = t A_{s,red} / A_s$

- È opportuno iterare il procedimento considerando una nuova tensione massima

$$\sigma_{com,Ed} = \chi_d f_y / \gamma_{M0}$$

Efficacia degli irrigidimenti intermedi

- Si procede in maniera analoga anche per gli irrigidimenti intermedi



$$K = \frac{E t^3 (b_1 + b_2)}{4 (1 - \nu^2) b_1^2 b_2^2}$$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.3

Caratteristiche di sollecitazioni resistenti per i profili sottili

Trazione

- Non si hanno problemi di instabilità locale
- Si può usare la tensione di snervamento media nella sezione f_{ya}
- La resistenza a trazione vale

$$N_{t,Rd} = A_g \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.2

Trazione esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Sezione geometrica				
A	1247.6	mm ²	γM_0	1.05
I _y	8311935	mm ⁴	ϵ	1.000
I _z	2705494	mm ⁴	$f_{yb}/\gamma m_0$	223.8
f _{yb}	235	MPa	Resistenza a trazione	
f _u	360	MPa	Nt,Rd	294.12 kN
f _{cd}	247.52	MPa		

$$A_g = 1247.6 \text{ mm}^2$$

$$f_{\text{vg}} = 247.5 \text{ MPa}$$

$$N_{t,Rd} = 1247.6 \times \frac{247.5}{1.05} \times 10^{-3} = 249.1 \text{ kN}$$

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Compressione in assenza di instabilità dell'asta

- Si deve valutare l'area efficace, tenendo conto dell'instabilità locale
- Si deve usare la tensione di snervamento del materiale base f_{yb}
- La resistenza a compressione vale

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Nota:
se il baricentro della sezione efficace non coincide con quello della sezione geometrica si deve tener conto del momento corrispondente a questa eccentricità

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.3

Compressione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

elemento 1						
yP1	118.75	mm	irrigidimento superiore		o1	223.81 MPa
xP1	6.25	mm			o2	223.81 MPa
yP2	118.75	mm				
xP2	4.20	mm			k	4.430
bp	37.25	mm			p	9.906
Δp	0.807				beff	33.77 mm
Δp,red	0.801					
elemento 2						
ala superiore						
yP1	6.25	mm			o1	223.81 MPa
xP1	1.25	mm			o2	223.81 MPa
yP2	118.75	mm				
xP2	1.25	mm			k	4.000
bp	114.57	mm			p	9.901
Δp	0.807				be1	51.64 mm
Δp,red	0.807				be2	51.64 mm
elemento 3						
anima						
yP1	1.25	mm			o1	223.81 MPa
xP1	6.25	mm			o2	223.81 MPa
yP2	1.25	mm			k	194.57
xP2	194.75	mm			k	4.000
bp	194.57	mm			p	6.613
Δp	1.370				be1	59.60 mm
Δp,red	1.370				be2	59.60 mm

Si determina per ogni elemento la larghezza efficace

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Compressione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

$$N_{c,Rd} = 976.3 \times \frac{235}{1.05} \times 10^{-3} = 218.5 \text{ kN}$$

Nota:
Nel foglio Excel non si è valutata la riduzione di efficacia degli irrigidimenti; tenendone conto la resistenza si riduce a 207,8 kN

EFFECTIVENESS OF EDGE STIFFENERS

```

Edge stiffener for element 2
spring stiffness: k = 0.1690 MPa
geometrical data: Ar = 218.0 mm2      Ir = 28453 mm4
                  yGr = 102.56 mm      zGr = 190.98 mm
buckling stress: sig cr,s = 291.52 MPa
reduction:        lambda = 0.8978      chi = 0.7974      chiR = 0.8373

```

yG	52.3	mm	A	Sy	Sz		lyG	lzG
zG	99.1	mm	976.3	96762	51058		7518147	2184239
			mm2	mm2	mm2		mm4	mm4

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSezE

Compressione in presenza di instabilità dell'asta

- Si utilizza l'approccio usuale per i profili non sottili, usando però i dati della sezione efficace

$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{Mo}}$$

EVALUATION OF DESIGN BUCKLING RESISTANCE	[6.2]
area of the gross section:	A _g = 1246 mm ²
area of the effective section:	A _{eff} = 928 mm ²
reduction factor:	η = 0,7441
N-x plan:	
buckling length:	l = 4,00 m
radius of gyration of gross section:	i = 81,62 mm
slenderness:	λ = 49,01
relative slenderness:	λ _{rel} = 0,4501
imperfection factor:	α = 0,34
reduction factor:	χ = 0,9557
N-y plan:	
buckling length:	l = 4,00 m
radius of gyration of gross section:	i = 46,57 mm
slenderness:	λ = 85,90
relative slenderness:	λ _{rel} = 0,7990
imperfection factor:	α = 0,34
reduction factor:	χ = 0,7312
lowest value of χ:	χ _{min} = 0,7312
design buckling resistance:	N _{bk} = 151,83 kN

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.2.2

Flessione

in assenza di instabilità dell'asta

- Si deve valutare l'area efficace, tenendo conto dell'instabilità locale (in genere in maniera iterativa)
- Si deve usare la tensione di snervamento del materiale base f_{yb}
- La resistenza a flessione vale

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Nota:

La necessità di iterare nasce dal fatto che il baricentro della sezione efficace non coincide con quello della sezione geometrica

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.3

Flessione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Primo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a metà altezza ($x = 100$ mm)

elemento 1		irrigidimento superiore	
yP1	118.75 mm	o1	220.49 MPa
yP2	6.25 mm	o2	155.98 MPa
yP3	118.75 mm		
h	40 mm	k	0.802
h ₀	37.29 mm	p	1.000
i _y	0.877 mm	beff	37.29 mm
i _{y,red}	0.877		

elemento 2		ala superiore	
yP1	6.25 mm	o1	223.81 MPa
yP2	1.25 mm	o2	223.81 MPa
yP3	113.75 mm		
h	125 mm	k	4.000
h ₀	124.57 mm	p	0.901
i _y	0.807 mm	be1	51.64 mm
i _{y,red}	0.807	be2	51.64 mm

elemento 3		anima	
yP1	1.25 mm	o1	220.49 MPa
yP2	6.25 mm	o2	220.49 MPa
yP3	1.25 mm	bc	17.29 mm
h	193.75 mm	k	23.880
h ₀	194.57 mm	p	1.000
i _y	0.557 mm	be1	18.91 mm
i _{y,red}	0.557	be2+bt	155.66 mm

Caratteristica di sollecitazione		2	
(1=compressione, 2= flessione M+)			
posizione asse neutro	z	100	mm
ds/dz	2.266	MPa	

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

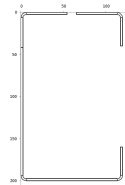
Flessione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Primo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a metà altezza ($x = 100$ mm)



Il baricentro della sezione efficace è a $x=102.3$ mm

yG	45.5 mm	A	Sy	Sz		lyG	lzG
zG	102.3 mm	1219.4	124730	55540		8030110	2699411
		mm ²	mm ³	mm ³		mm ⁴	mm ⁴

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSezE

Flessione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Secondo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a $x = 102.3$ mm

elemento 1		irrigidimento superiore	
yP1	118.75 mm	o1	220.57 MPa
yP2	6.25 mm	o2	137.38 MPa
yP3	118.75 mm		
h	40 mm	k	0.597
h ₀	37.29 mm	p	0.999
i _y	0.880 mm	beff	27.24 mm
i _{y,red}	0.875		

elemento 2		ala superiore	
yP1	6.25 mm	o1	223.81 MPa
yP2	1.25 mm	o2	223.81 MPa
yP3	113.75 mm		
h	125 mm	k	4.000
h ₀	124.57 mm	p	0.901
i _y	0.807 mm	be1	51.64 mm
i _{y,red}	0.807	be2	51.64 mm

elemento 3		anima	
yP1	1.25 mm	o1	220.57 MPa
yP2	6.25 mm	o2	220.57 MPa
yP3	1.25 mm	bc	18.91 mm
h	193.75 mm	k	22.907
h ₀	194.57 mm	p	1.000
i _y	0.575 mm	be1	19.81 mm
i _{y,red}	0.575	be2+bt	154.74 mm

Caratteristica di sollecitazione		2	
(1=compressione, 2= flessione M+)			
posizione asse neutro	z	102.3	mm
ds/dz	2.215	MPa	

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

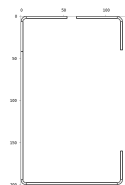
Flessione

in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Secondo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a $x = 102.3$ mm



$$W_{eff} = \frac{8029848}{102.3} = 78493 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = 78943 \times \frac{235}{1.05} \times 10^{-6} = 17.57 \text{ kNm}$$

Nota:

Nel foglio Excel non si è valutata la riduzione di efficacia degli irrigidimenti; tenendone conto la resistenza si riduce a 17.38 kNm

yG	45.5 mm	A	Sy	Sz		lyG	lzG
zG	102.3 mm	1219.3	124725	55526		8029848	2698794
		mm ²	mm ³	mm ³		mm ⁴	mm ⁴

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSezE

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

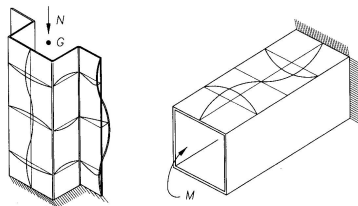
5 - Instabilità locale e classificazione delle sezioni

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

**Classificazione
delle sezioni in acciaio**

**Instabilità locale
(imbozzamento).**

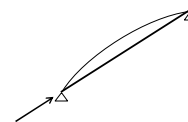
- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione



**Instabilità locale
(imbozzamento).**

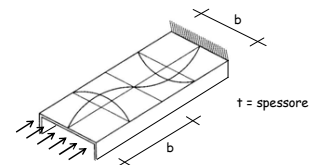
- Asta compressa

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l_0 / i)^2}$$



- Lastra compressa

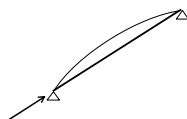
$$\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$$



Comportamento post-critico

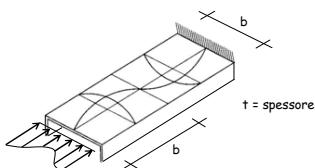
- Asta compressa

la tensione non cresce più



- Lastra compressa

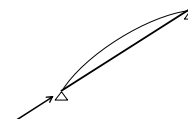
la tensione cresce,
ma in maniera non uniforme



Comportamento post-critico

- Asta compressa

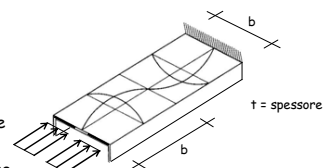
la tensione non cresce più



- Lastra compressa

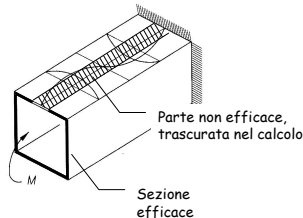
la tensione cresce,
ma in maniera non uniforme

si ipotizza di avere tensione
costante, pari al valore massimo,
per un tratto minore b_{eff} (larghezza efficace)



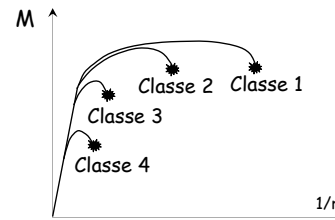
Instabilità locale (imbozzamento).

- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione
- Se ne può tener conto considerando efficace solo una parte della sezione compressa
- Ciò può comportare una riduzione della capacità resistente e della duttilità



Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse



Classificazione delle sezioni Resistenza

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

- Classe 1 - sezioni compatte
sezioni in grado di raggiungere il momento plastico
- Classe 2 - sezioni compatte
sezioni in grado di raggiungere il momento plastico
- Classe 3 - sezioni moderatamente snelle
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- Classe 4 - sezioni snelle
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Classificazione delle sezioni Duttilità

Capacità rotazionale: $C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$

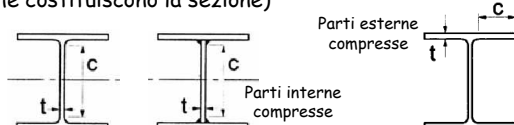
- Classe 1 - sezioni compatte $C_\theta \geq 3$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente capacità rotazionale elevata, senza riduzione di resistenza
- Classe 2 - sezioni compatte $C_\theta \geq 1.5$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica con limitata capacità rotazionale, senza riduzione di resistenza
- Classe 3 - sezioni moderatamente snelle
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- Classe 4 - sezioni snelle
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

La classificazione viene effettuata sulla base della geometria della sezione (rapporto c/t tra lunghezza e spessore degli elementi che costituiscono la sezione)



NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Parti interne compresse

Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			
4			

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

Piattebande esterne																											
Profili laminati a caldo		Sezioni saldate																									
Classe	Piattebande esterne soggette a compressione	Piattebande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione																								
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)																											
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{2\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \sqrt{n}}$																								
2	$c/t \leq 18\epsilon$	$c/t \leq \frac{18\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{18\epsilon}{\alpha \sqrt{n}}$																								
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)																											
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 2\epsilon \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$																									
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1"> <tr><td>f_{yk}</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr> <tr><td>ϵ</td><td>1,00</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	ϵ	1,00	0,92	0,81	<table border="1"> <tr><td>f_{yk}</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr> <tr><td>ϵ</td><td>1,00</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	ϵ	1,00	0,92	0,81	<table border="1"> <tr><td>f_{yk}</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr> <tr><td>ϵ</td><td>1,00</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	ϵ	1,00	0,92	0,81
f_{yk}	235	275	355																								
ϵ	1,00	0,92	0,81																								
f_{yk}	235	275	355																								
ϵ	1,00	0,92	0,81																								
f_{yk}	235	275	355																								
ϵ	1,00	0,92	0,81																								

NTC08, tab. 4.2.II

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$h = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

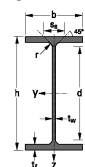
$$r = 21 \text{ mm}$$

Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 95.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.94$$

Per acciaio S 235
Classe 1



Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 9\epsilon$ 9
2	$c/t \leq 18\epsilon$ 10
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 14\epsilon$ 14

$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
	ϵ	1,00	0,92	0,81

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$h = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

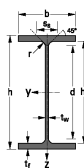
Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 21.9$$

Per acciaio S 235
Classe 1

Il profilo è di Classe 1



Classe	Parte soggetta a flessione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 72\epsilon$ 72
2	$c/t \leq 83\epsilon$ 83
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 124\epsilon$ 124

$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
	ε	1,00	0,92	0,81

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 240 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 230 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

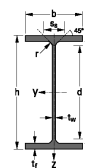
$$r = 21 \text{ mm}$$

Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 95.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.94$$

Per acciaio S 355
Classe 2



Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 9\epsilon$ 7.32
2	$c/t \leq 18\epsilon$ 8.14
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 14\epsilon$ 11.39

$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
	ϵ	1,00	0,92	0,81

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

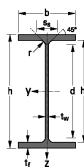
Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 21.9$$

Per acciaio S 355
Classe 1

Il profilo è di Classe 2



Classe	Parte soggetta a flessione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 72\epsilon$ 58.6
2	$c/t \leq 83\epsilon$ 67.5
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 124\epsilon$ 100.9

$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
	ϵ	1,00	0,92	0,81

Classificazione delle sezioni considerazioni (1)

- La maggior parte dei profili sono di classe 1
- Sono di classe superiore alcuni profili alleggeriti (A, AA) o profili in acciaio molto resistente
- I sagomari più recenti riportano la classificazione delle sezioni

Designation Designation Bezeichnung	Classification EN 1993-1-1
G	per bending
kg/m	per compression
HE 100 AA	12.2 1 3 -
HE 100 A	16.7 1 1 -
HE 100 B	20.4 1 1 -
HE 100 M	41.8 1 1 -

Attenzione: vi sono state modifiche alla classificazione - i sagomari potrebbero non essere aggiornati

Classificazione delle sezioni considerazioni (2)

- La classificazione è importante per la flessione
 - la distinzione tra classe 1 e 2 riguarda solo la duttilità
 - le classi 3 e 4 hanno resistenza minore rispetto alle classi 1 e 2
- Nel caso di sforzo normale (compressione) le classi 1, 2 e 3 sono equivalenti
 - la classe 4 ha resistenza minore rispetto alle classi 1, 2 e 3
- I profili sottili appartengono alla classe 4;
ma per loro ci sono regole specifiche:
Eurocodice 3, parte 1-3

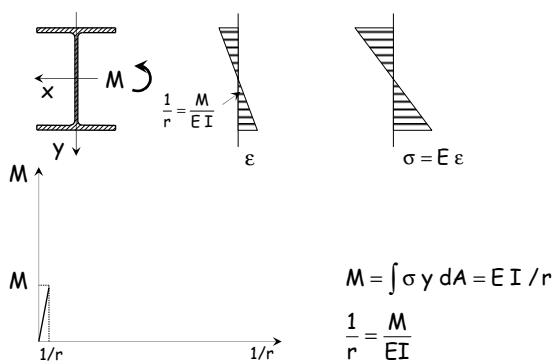
Progetto di aste e collegamenti in acciaio

6 - Flessione e taglio

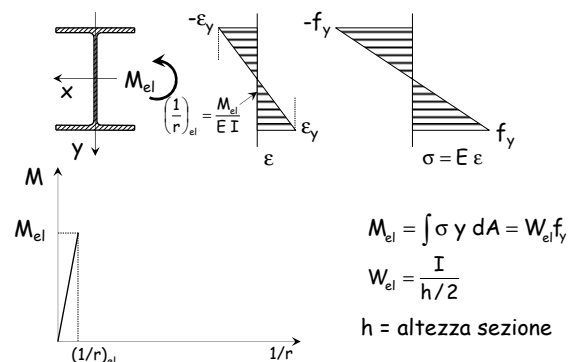
Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Flessione

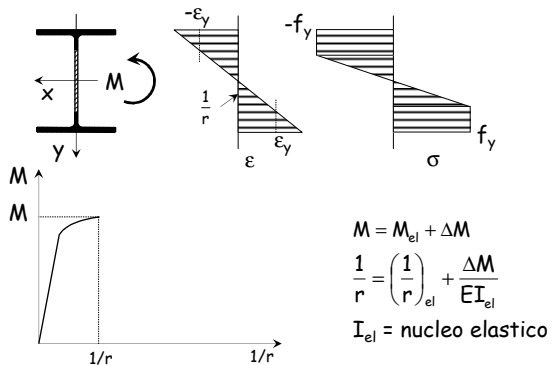
Comportamento ultimo



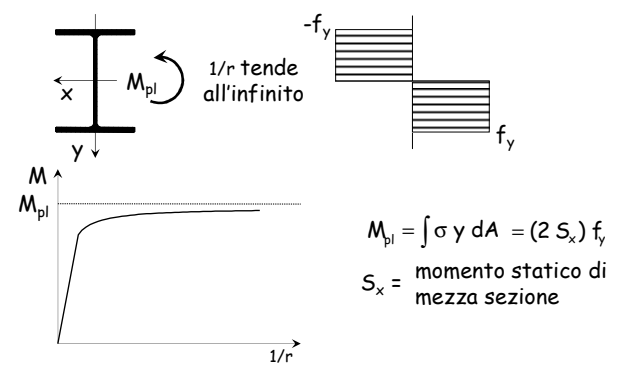
Comportamento ultimo



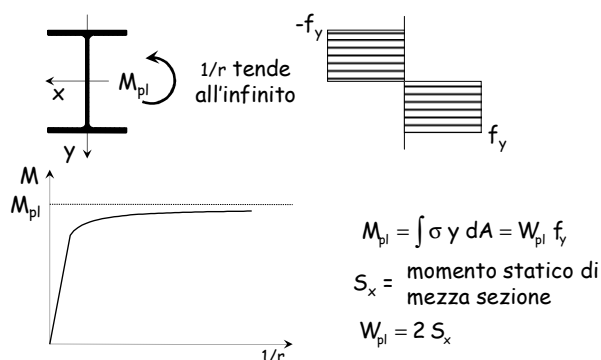
Comportamento ultimo



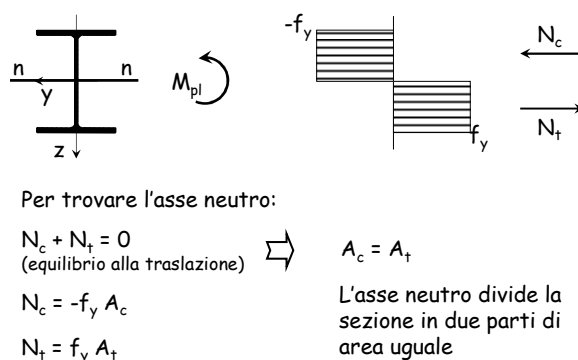
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

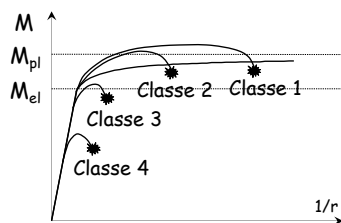


Comportamento ultimo



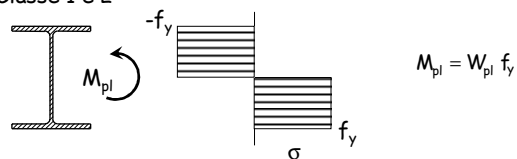
Comportamento di aste reali

- Classe 1 - M supera M_{pl} e la sezione è molto duttile
- Classe 2 - M supera M_{pl} ma la sezione è meno duttile
- Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$
- Classe 4 - La rottura avviene per $M < M_{el}$

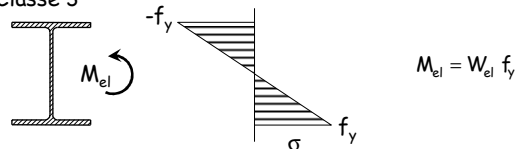


Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2

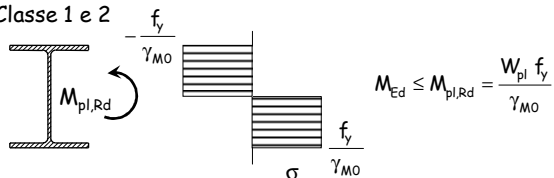


Classe 3

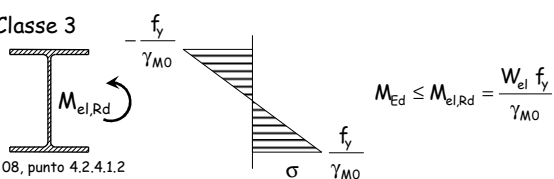


Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2

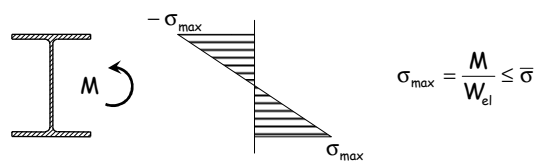


Classe 3

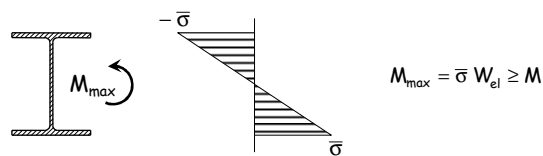


NTC 08, punto 4.2.4.1.2

Verifica - tensioni ammissibili



oppure



Verifica - confronto

Classe 1 e 2

Classe 3

TA

$$M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$$

Per sezioni a doppio T

$$W_{pl} \approx 1.15 W_{el}$$

SLU

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} (W_{pl})$$

$$M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$$

$$160 \times 1.4 = 224$$

$$M_{el,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{MO}} \right) W_{el}$$

$$235 / 1.05 = 224$$

Acciaio S235 (Fe 360)

Verifica - commento

Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a flessione valutata allo stato limite ultimo è:

- Circa il 15% maggiore per sezioni di classe 1 e 2;
- Sostanzialmente simile per sezioni di classe 3.

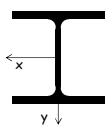
Esempio - profilato

Dati:

HE 240 A

$$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$$

Acciaio S235



Procedura

- 1 - Si determina la classe del profilato (la peggiore tra quella dell'anima e della flangia).
- 2 - Si calcola il momento resistente M_{Rd} .
- 3 - Si verifica che $M_{Ed} < M_{Rd}$.

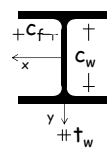
Esempio - profilato

Dati:

HE 240 A

$$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$$

Acciaio S235



1 - Classe del profilato

$$c_w = 164 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

















$$c_f = 95.3 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.9$

$$\text{Ala: } \frac{c_f}{t_f} = \frac{95.3}{12} = 7.9$$
Parti interne
compresse

$$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon$$

					Influenza intorno all'asse
					Influenza intorno all'asse
Classe	Parte soggetta a flessione Parte soggetta a compressione Parte soggetta a flessione e a compressione				
Distribuzione delle tensioni sulle parti (compressione positiva)					
1	$e/L \leq 7h/8$	$e/L \leq 3h/4$	quando $\alpha) 0,5 < \frac{e}{h}$	$\frac{59e}{32h^2}$	
			quando $\alpha) 0,5 < \frac{e}{h}$	$\frac{3e}{8h}$	
2	$e/L > 7h/8$	$e/L > 3h/4$	quando $\alpha) 0,5 < \frac{e}{h}$	$\frac{19e}{16h}$	
			quando $\alpha) 0,5 < \frac{e}{h}$	$\frac{11e}{16h}$	
Distribuzione delle tensioni sulle parti (compressione positiva)					
3	$e/L \leq 13h/16$	$e/L \leq 4h/5$	quando $\alpha) -1 < \frac{e}{h} < \frac{4h}{5}$	$\frac{42e}{32h^2 + 13h}$	
			quando $\alpha) -1 < \frac{e}{h} < \frac{4h}{5}$	$\frac{1}{8} \sqrt{\frac{e}{h}}$	
$\alpha) = \sqrt{\frac{235}{E}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{td}}$	2,05 1,00	2,05 0,93	0,93 0,75	0,75 0,75	

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne
comprese

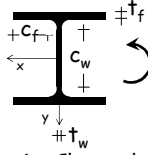
$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon$$

Piattebande esterne			
Chasse	Profilati laminati a caldo Piattebande esterne soggette a compressione	Sezioni saldate Piattebande esterne soggette a flessione e c a compressione	Sezioni saldate Piattebande esterne soggette a flessione e c a trazione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$\epsilon / b \leq 0,5$	$c / b \leq \frac{0,5}{\alpha}$	$c / b \leq \frac{0,5}{\alpha \alpha_1}$
2	$\epsilon / b \leq 0,5$	$c / b \leq \frac{1,0}{\alpha}$	$c / b \leq \frac{1,0}{\alpha \alpha_1}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$\epsilon / b \leq 1,0$	$c / b \leq 2,0 \alpha$ Per k_{σ} vedere EN 1993-1-5	$c / b \leq 2,0 \alpha$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk} 235 275 355 420 460	f_{yk} 235 275 355 420 460	f_{yk} 235 275 355 420 460

NTC08, tab. 4.2.II

Esempio - profilato

Dati:



HE 240 A

$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$

Acciaio S235

Il profilato è di classe 1

1 - Classe del profilato

$c_w = 164 \text{ mm}$ $t_w = 7.5 \text{ mm}$

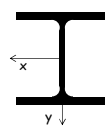
$c_f = 95.3 \text{ mm}$ $t_f = 12 \text{ mm}$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.9 \leq 72 \varepsilon = 72$ ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$)

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{95.3}{12} = 7.9 \leq 9 \varepsilon = 9$

Esempio - profilato

Dati:



HE 240 A

$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$

Acciaio S235

Il profilato è di classe 1

2 e 3 - Momento resistente e verifica

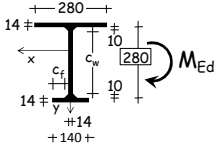
Dal sagomario: $W_{pl,x} = 744.6 \text{ cm}^3$

$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744.6 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 166.6 \text{ kNm}$

Sezione verificata

Esempio - sezione composta

Dati:



$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$

Acciaio S235

1 - Classe della sezione

$c_w = 260 \text{ mm}$ $t_w = 14 \text{ mm}$

$c_f = 53 \text{ mm}$ $t_f = 14 \text{ mm}$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{260}{14} = 18.5$

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{53}{14} = 3.8$

Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	f_{yk}	f_{yk}
	1.00	0.92	0.81
			0.75
			0.71

A favore di sicurezza $\frac{c}{t} \leq 33 \varepsilon$

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

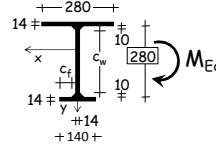
Classe	Plattabande esterne soggette a compressione	Plattabande esterne soggette a flessione e a compressione	Plattabande esterne soggette a flessione e a compressione
1			
2			
3			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	f_{yk}	f_{yk}
	1.00	0.92	0.81
			0.75
			0.71

$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon$

NTC08, tab. 4.2.II

Esempio - sezione composta

Dati:



$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

1 - Classe della sezione

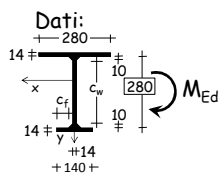
$c_w = 260 \text{ mm}$ $t_w = 14 \text{ mm}$

$c_f = 53 \text{ mm}$ $t_f = 14 \text{ mm}$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{260}{14} = 18.5 < 33 \varepsilon = 33$ ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$)

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{53}{14} = 3.8 < 9 \varepsilon = 9$

Esempio - sezione composta



Dati:
 $M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$
 Acciaio S235

La sezione è di classe 1

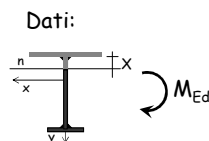
2 - Momento resistente

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = 2 S_x \quad S_x = \text{momento statico di mezza sezione (parte tesa o compressa)}$$

Bisogna trovare l'asse neutro ed il baricentro

Esempio - sezione composta



Dati:
 $M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$
 Acciaio S235

La sezione è di classe 1

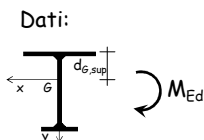
2.1 - Asse neutro

Divide la sezione in due parti di area uguale

$$A_t = 14 \times 280 + 14 \times X = \frac{A}{2} \quad \Rightarrow \quad X = 70 \text{ mm}$$

$$A = 9800 \text{ mm}^2$$

Esempio - sezione composta



Dati:
 $M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$
 Acciaio S235

La sezione è di classe 1

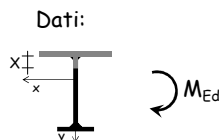
2.2 - Baricentro

Calcolo il momento statico della sezione rispetto al bordo superiore:

$$S_{sup} = 1221080 \text{ mm}^3 \quad \Rightarrow \quad d_{G,sup} = 124.7 \text{ mm}$$

$$S_{sup} = A d_{G,sup}$$

Esempio - sezione composta



Dati:
 $M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$
 Acciaio S235

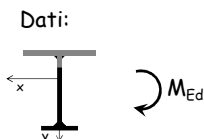
La sezione è di classe 1

2.3 - Modulo di resistenza

Calcolo il momento statico della parte tesa o della parte compressa rispetto all'asse baricentrico:

$$W_{pl} = 2 S_x = 1070.2 \text{ cm}^2 \quad S_x = 535.1 \text{ cm}^2$$

Esempio - sezione composta



Dati:
 $M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$
 Acciaio S235

La sezione è di classe 1

2.4 e 3 - Momento resistenza e verifica

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1070.2 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 239.5 \text{ kNm}$$

$$W_{pl} = 2 S_x = 1070.2 \text{ cm}^2 \quad S_x = 535.1 \text{ cm}^2$$

La sezione non è verificata

Progetto - stato limite ultimo

1 - Si assume la classe della sezione (1, 2 o 3).

2 - Invertendo l'espressione di verifica si ottiene la formula di progetto della sezione.

$$\text{Classe 1 e 2: } M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad W_{pl} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

$$\text{Classe 3: } M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad W_{el} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

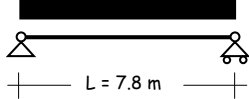
3 - Si sceglie il profilato.

4 - Si verifica la classe del profilato.

Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235
Sezione serie HEA
 $M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$

1 - Classe della sezione.

Suppongo che la sezione appartenga alla classe 1 o 2.

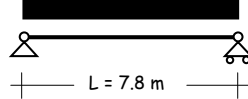
2 - Determinazione del modulo plastico.

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{MO}} = \frac{19.5 \times 10^3}{235 / 1.05} = 87.1 \text{ cm}^3$$

Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235
Sezione serie HEA
 $M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$
 $W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$

3 - Scelta della sezione.

Si potrebbe usare un **HE 120 A**

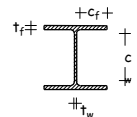
$$W_{pl} = 119.5 \text{ cm}^3$$

$$c_w = 74 \text{ mm}$$

$$c_f = 60 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

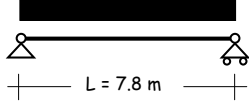
$$t_f = 8 \text{ mm}$$



Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235
Sezione serie HEA
 $M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$
 $W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$

4 - Determinazione della classe della sezione.

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{74}{5} = 14.8 \leq 72 \varepsilon = 72 \quad (\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1)$

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{40.5}{8} = 5.1 \leq 9 \varepsilon = 9$

La sezione è realmente di classe 1

Esempio

- Si deve però verificare anche lo stato limite di esercizio
- Il calcolo è stato fatto in un esempio precedente (SLE)
- Si è visto che è necessaria una sezione parecchio più grande (HE 160 A, HE 140 B, IPE 180)
- Si consiglia di procedere sempre effettuando contemporaneamente le due verifiche (o meglio usando le due condizioni per il progetto)

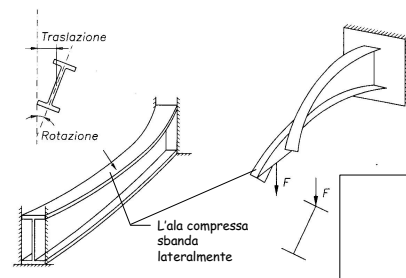
Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)



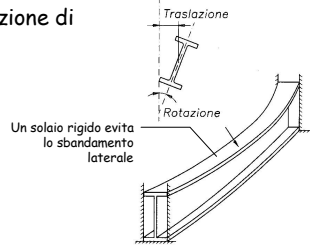
Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)



Instabilità flessio-torsionale

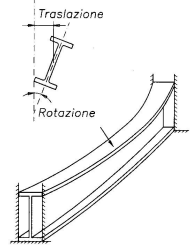
- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)
- L'instabilità può essere evitata con opportuna disposizione di elementi strutturali



Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)
- L'instabilità può essere evitata con opportuna disposizione di elementi strutturali
- Se non può essere evitata, bisogna ridurre il momento resistente

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$



Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)
- L'instabilità può essere evitata con opportuna disposizione di elementi strutturali
- Se non può essere evitata, bisogna ridurre il momento resistente

Espressioni simili a quelle dell'instabilità Euleriana

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

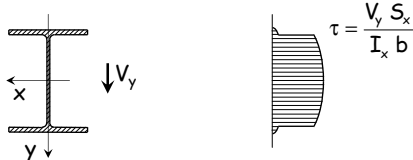
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} f_y}{M_{cr}}}$$

Ulteriori fattori intervengono per distribuzioni di momento non uniforme e per sezioni non compatte

Taglio

Comportamento ultimo



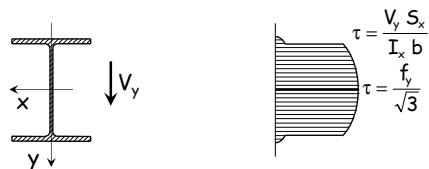
In campo lineare le tensioni si valutano con la formula di Jouraski:

S_x momento statico della sezione al di sopra (o al di sotto) della corda rispetto all'asse baricentrico;

I_x momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse baricentrico;

b ampiezza della corda.

Comportamento ultimo



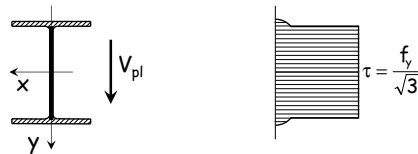
Facendo crescere il taglio, la fibra che sta sull'asse baricentrico (la più sollecitata) si plasticizza.

Comportamento ultimo



La plasticizzazione si propaga fino a che ...

Comportamento ultimo



... si plasticizza tutta l'anima.

$$V_{pl} = A_{anima} \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

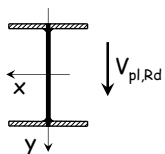
per sezioni a doppio T

$$V_{pl} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

in generale

area resistente a taglio

Verifica - stato limite ultimo



Per profili a doppio T

Si plasticizza tutta l'anima ed i raccordi circolari

Taglio resistente secondo NTC08 ed Eurocodice 3

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v area resistente a taglio

NTC08, punto 4.2.4.1.2 - EC3-1-1, punto 6.2.6

Area resistente a taglio

- Precedenti versioni suggerivano di valutare l'area resistente a taglio in maniera approssimata

$$A_v = 1.04 h t_w$$

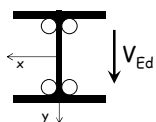
- Ora sono suggerite formule più dettagliate: per travi a doppio T, caricate nel piano dell'anima

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

- Altre formule sono fornite per sezioni di forma diversa

Esempio

Dati:



HE 120 A

$V_{Ed} = 10 \text{ kN}$

(dalla trave progettata)

Acciaio S235

Procedura

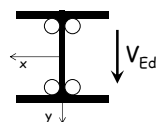
1 - Si determina l'area resistente a taglio A_v

2 - Si calcola il taglio resistente $V_{pl,Rd}$.

3 - Si verifica che $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$.

Esempio

Dati:



HE 120 A

$V_{Ed} = 10 \text{ kN}$

Acciaio S235

$b = 120 \text{ mm}$ $t_f = 8 \text{ mm}$

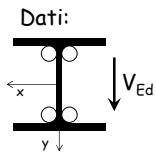
$h = 114 \text{ mm}$ $t_w = 5 \text{ mm}$

$r = 12 \text{ mm}$ $A = 2534 \text{ mm}^2$

1- Area resistente a taglio A_v

$$A_v = 2534 - 2 \times 120 \times 8 + (5 + 2 \times 12) \times 8 = 846 \text{ mm}^2$$

Esempio



HE 120 A

$V_{Ed} = 10 \text{ kN}$

(dalla trave progettata)

Acciaio S235

2 e 3 - Taglio resistente e verifica

$$A_v = 846 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{846 \times 235 / \sqrt{3}}{1.05} \times 10^{-3} = 109.3 \text{ kN}$$

Sezione verificata

Taglio - considerazioni

- In genere i profilati sono tali da avere una resistenza a taglio più che sufficiente
- Procedimento usuale: progettare a flessione - verificare a taglio

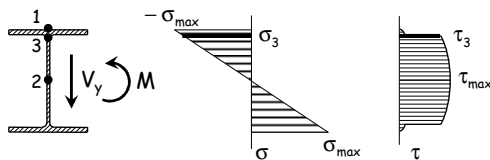
Interazione Taglio - Momento flettente Tensioni ammissibili

Generalmente la sezione è sottoposta a taglio e flessione. In questo caso, esiste interazione?

Oltre alle verifiche:

1. $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}$
2. $\tau_{\max} \leq \bar{\sigma} / \sqrt{3}$
3. $\sqrt{\sigma_3^2 + 3 \tau_3^2} \leq \bar{\sigma}$

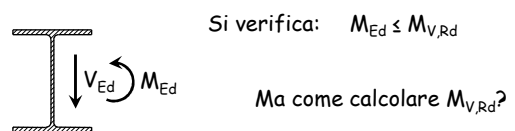
Si controlla che:



Interazione Taglio - Momento flettente Stato limite ultimo

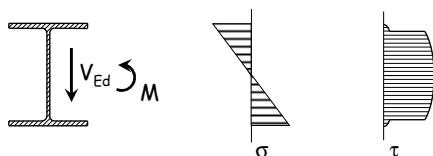
Come tener conto dell'interazione taglio - momento flettente?

- La sezione impegna parte delle sue risorse per portare il taglio
- Allora il momento resistente risulterà ridotto e pari a $M_{V,Rd}$



Si verifica: $M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$

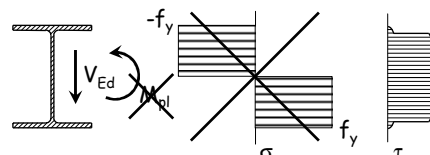
Momento resistente ridotto per Taglio



Faccio crescere il momento fino al collasso della sezione

(Se la sezione è di classe 1 o 2 corrisponde alla completa plasticizzazione)

Momento resistente ridotto per Taglio

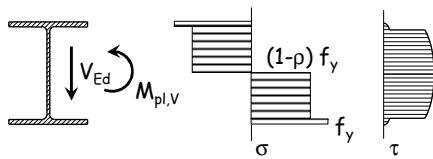


È possibile ottenere questo diagramma delle tensioni σ ?

NO, dove le τ sono elevate lo snervamento avverrà per valori di σ più bassi pari a:

$$\sigma = (1-p) f_y \quad \text{con } p < 1$$

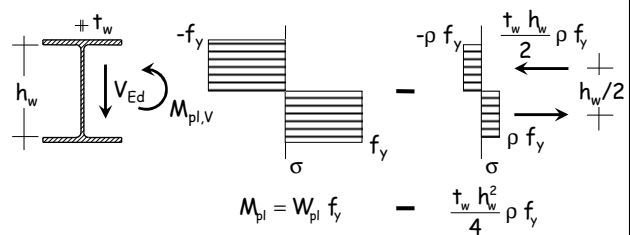
Momento resistente ridotto per Taglio



Per una sezione a doppio T la tensione va ridotta nell'anima?

$$M_{pl,V} = \int \sigma y dA$$

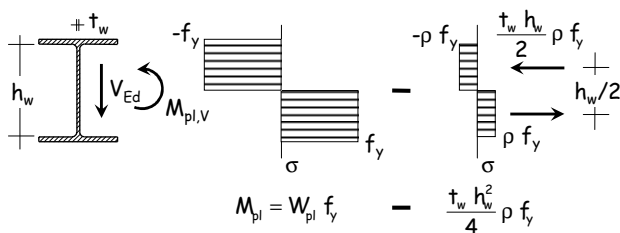
Momento resistente ridotto per Taglio



$$M_{pl,V} = \left(W_{pl} - \rho \frac{t_w h_w^2}{4} \right) f_y \quad \text{se si considera che } h_w t_w \approx A_V \dots$$

Questo è il W_{pl} dell'anima

Momento resistente ridotto per Taglio



se si considera che $h_w t_w \approx A_V \dots$

$$M_{pl,V} = \left(W_{pl} - \rho \frac{A_V^2}{4 t_w} \right) f_y$$

Taglio - considerazioni

- Finché il taglio sollecitante è piccolo rispetto a quello resistente (meno della metà) non c'è problema di interazione flessione-taglio
- Se il taglio è più grande occorre ridurre la resistenza a flessione

Flessione e taglio (prescrizioni di normativa)

- Quando $V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}$

$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \rho \frac{A_V^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Questo è il W_{pl} dell'anima

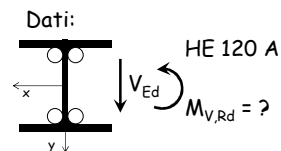
con

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

A_V = Area resistente a taglio

NTC 08, punto 4.2.4.1.2

Esempio



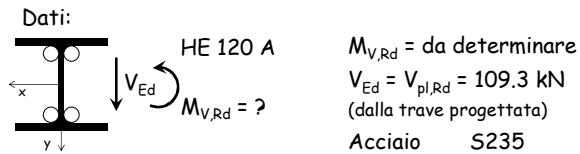
$M_{V,Rd}$ = da determinare
 $V_{Ed} = V_{pl,Rd} = 109.3 \text{ kN}$
 (dalla trave progettata)
 Acciaio S235

$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \rho \frac{A_V^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(119.4 - \frac{1 \times 8.46^2}{4 \times 0.5} \right) \times \frac{235}{10^3}}{1.05} = 18.7 \text{ kNm}$$

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 109.3}{109.3} - 1 \right)^2 = 1$$

$t_w = 5 \text{ mm}$ $A_V = 8.46 \text{ cm}^2$ $W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$

Esempio



$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(119.4 - \frac{1 \times 8.46^2}{4 \times 0.5} \right) \times \frac{235}{10^3}}{1.05} = 18.7 \text{ kNm}$$

Solo flessione $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119.4 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 26.7 \text{ kNm}$

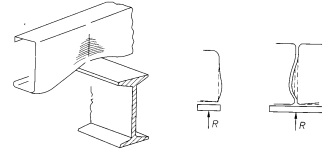
Riduzione del 30% per un taglio molto forte

Taglio

Resistenza dell'anima ad azioni locali

In presenza di azioni concentrate o di taglio molto elevato si può avere:

- Schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura



Taglio

Resistenza dell'anima ad azioni locali

In presenza di azioni concentrate o di taglio molto elevato si può avere:

- Schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura

Il problema si può risolvere disponendo costole di irrigidimento in corrispondenza dell'applicazione del carico o degli appoggi. La necessità cresce all'aumentare del taglio e della snellezza dell'anima.

In alternativa, occorre verificare la trave nei confronti dei fenomeni innanzi citati (vedere Eurocodice 3, parte 1-5).

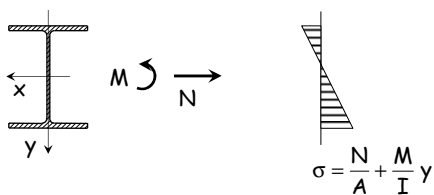
Progetto di aste e collegamenti in acciaio

7 - Flessione composta

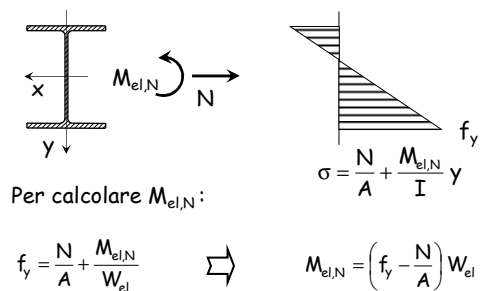
Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

**Flessione composta
tensoflessione**

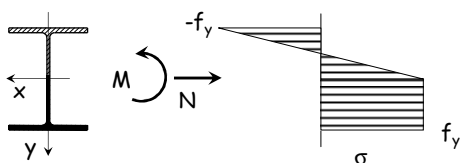
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

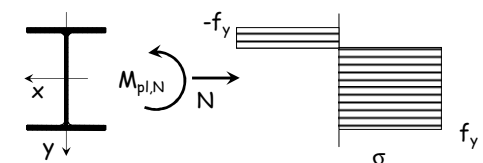


Comportamento ultimo



Incrementando il momento flettente le deformazioni plastiche si propagano fino alla completa plasticizzazione della sezione

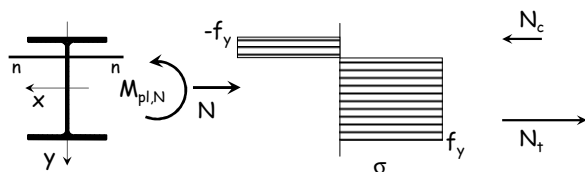
Comportamento ultimo



Per calcolare $M_{pl,N}$:

- 1 - Bisogna prima determinare la posizione dell'asse neutro, dall'equilibrio alla traslazione;
- 2 - Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse baricentrico si determina poi $M_{pl,N}$

Comportamento ultimo



1 - Determinazione dell'asse neutro

$$N_c + N_t = N$$

(equilibrio alla traslazione)

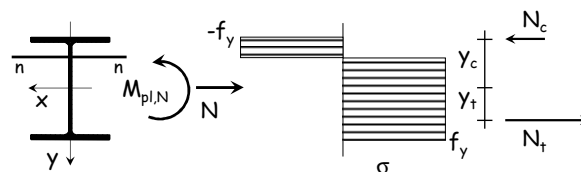


Asse neutro

$$N_c = -f_y A_c$$

$$N_t = f_y A_t$$

Comportamento ultimo



2 - Calcolo di $M_{pl,N}$

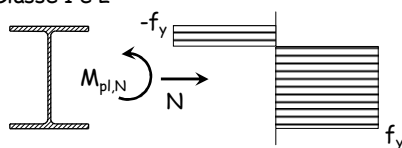
$$M_{pl,N} = N_t y_t - N_c y_c = f_y (A_t y_t - A_c y_c)$$

$$N_c = -f_y A_c$$

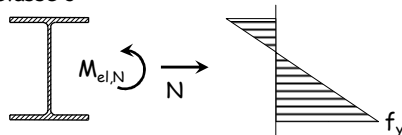
$$N_t = f_y A_t$$

Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2

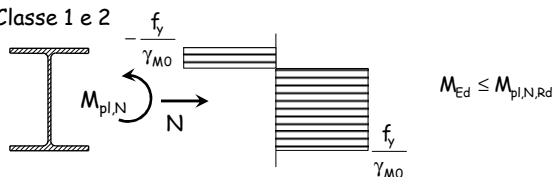


Classe 3

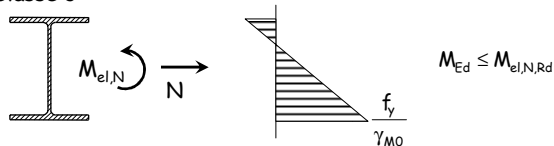


Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



Classe 3

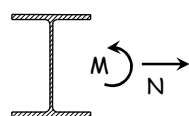


Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, = insieme delle coppie M-N per cui si ottiene lo stato limite ultimo della sezione

Per ricavare una coppia M-N del dominio

Sezione



Si assegna una posizione dell'asse neutro

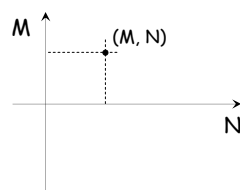
Si determina N

Si determina M ($M_{pl,N}$ o $M_{el,N}$)

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, = insieme delle coppie M-N per cui si ottiene lo stato limite ultimo della sezione

Per ricavare una coppia M-N del dominio



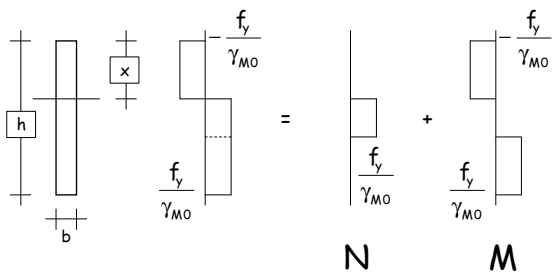
Si assegna l'asse neutro

Si determina N

Si determina M ($M_{pl,N}$ o $M_{el,N}$)

e si riporta la coppia M - N nel diagramma

Esempio Sezione rettangolare (ad esempio un piatto)



Esempio Sezione rettangolare (solo ideale)

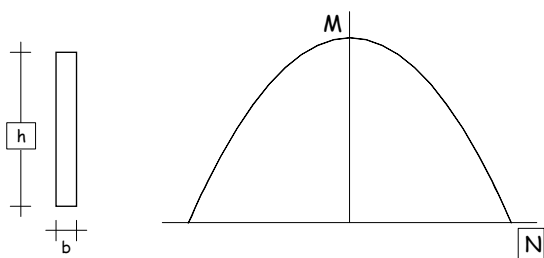
$$N = b (h - 2x) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M = b x (h - x) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

↓

$$M = \left[\frac{bh^2}{4} \frac{f_y^2}{\gamma_{M0}^2} - \frac{1}{4b} N^2 \right] \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$

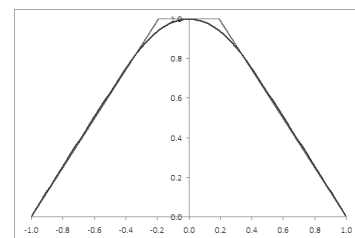
Esempio Sezione rettangolare (solo ideale)



Il dominio ha un andamento parabolico
Questo vale solo per sezioni rettangolari (ad esempio un piatto)

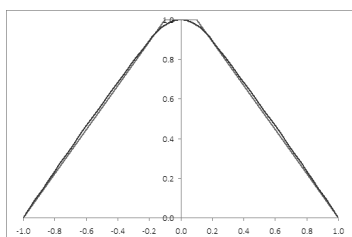
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

- Per sezioni IPE (ad esempio IPE 300)

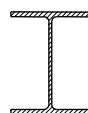


Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

- Per sezioni HE (ad esempio HE 300 B)



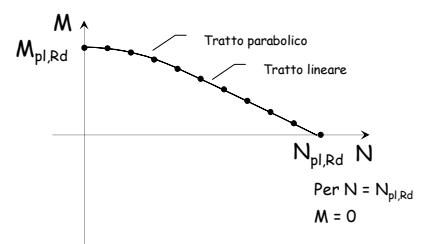
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte



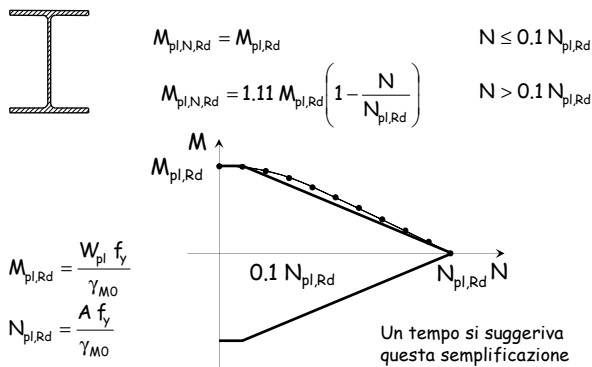
Per $N = 0$
 $M = M_{pl,Rd}$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

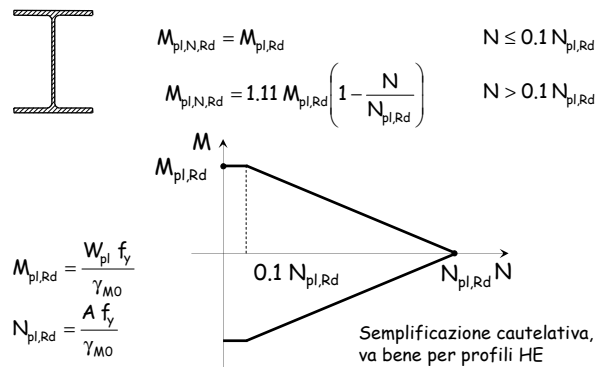
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$



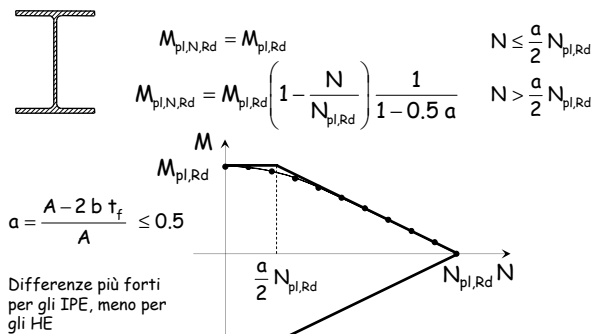
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte



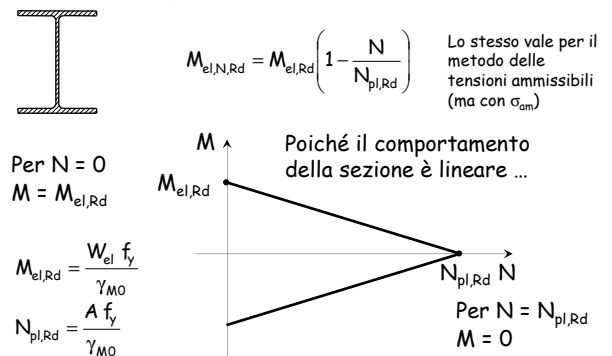
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte



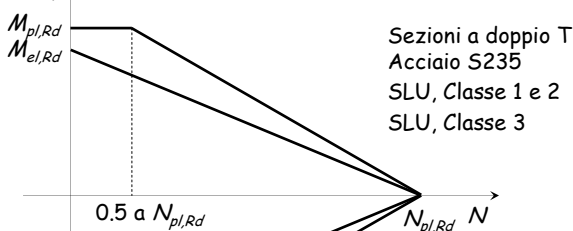
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte



Dominio di resistenza per sezioni di classe 3

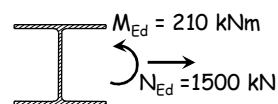


Dominio di resistenza confronto tra classe 1-2 e classe 3



Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235

1 - Classe della sezione

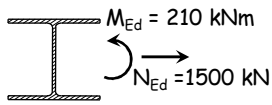
Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{208}{11} = 19 \leq 72 \varepsilon = 72$

Flangia: $\frac{c}{t_f} = \frac{117.5}{19} = 6.2 \leq 9 \varepsilon = 9$

La sezione appartiene alla classe 1.

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235

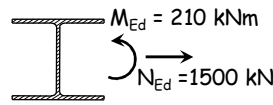
2 - Determinazione di $N_{pl,Rd}$ ed $M_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 149}{1.05 \times 10} = 3334.8 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y W_{pl}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1868}{1.05 \times 10^3} = 418.1 \text{ kNm}$$

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235
b=300 mm	t=19 mm

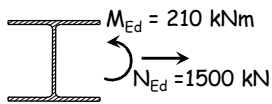
3 - Determinazione di a

$$a = \frac{A - 2 b t_f}{A} = \frac{14900 - 2 \times 300 \times 19}{14900} = 0.235$$

$$\frac{a}{2} N_{pl,Rd} = \frac{0.235}{2} 3334.8 = 391.8 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
Acciaio	S235
$N_{pl,Rd}$	3334.8 kN
$M_{pl,Rd}$	418.1 kNm

4 - Determinazione di $M_{pl,N,Rd}$ e verifica

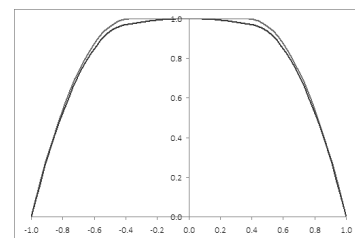
$$N_{Ed} = 1500 \text{ kN} \geq \frac{a}{2} N_{pl,Rd} = 391.8 \text{ kN}$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{1}{1 - 0.5 \times 0.235} = 260.7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 210.0 \text{ kNm}$$

La sezione è verificata

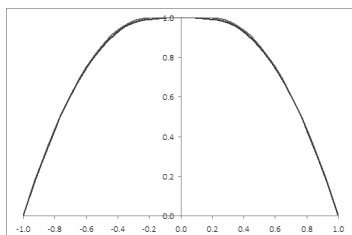
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole

- Per sezioni IPE (ad esempio IPE 300)

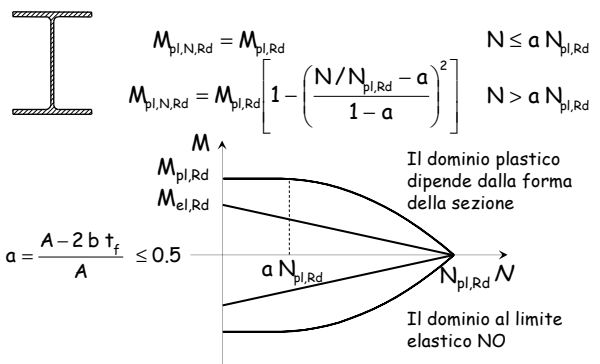


Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole

- Per sezioni HE (ad esempio HE 300 B)



Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole

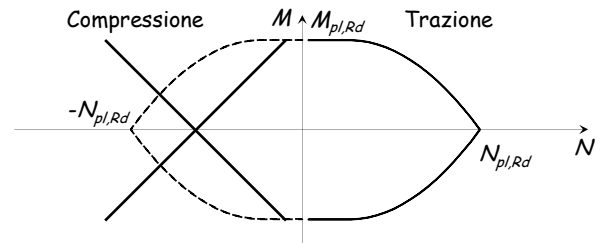


Flessione composta pressoflessione

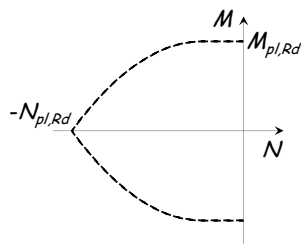
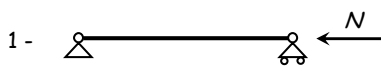
Domini di resistenza - stato limite ultimo

Si possono ottenere semplicemente ribaltando il dominio M-N costruito nel caso di tenso-flessione?

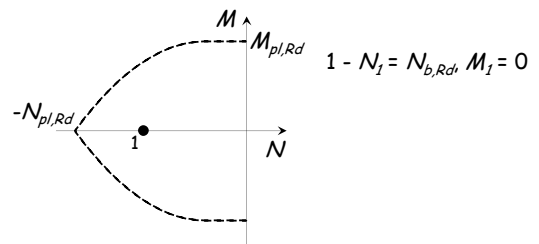
Va bene per la singola sezione, ma per l'asta bisogna tener conto dell'instabilità



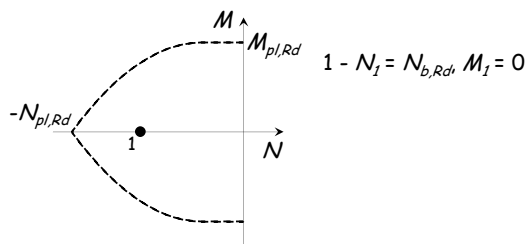
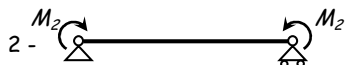
Costruzione del dominio di resistenza



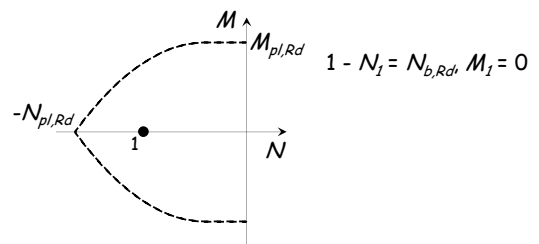
Costruzione del dominio di resistenza



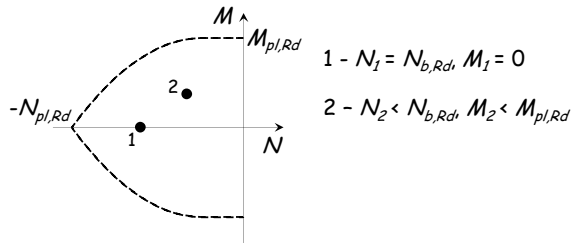
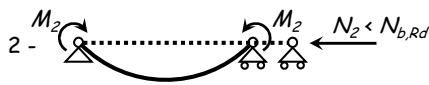
Costruzione del dominio di resistenza



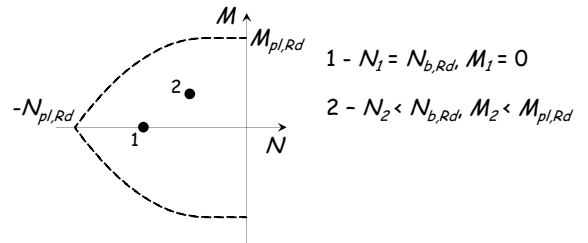
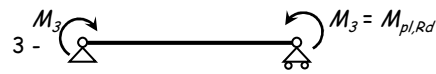
Costruzione del dominio di resistenza



Costruzione del dominio di resistenza



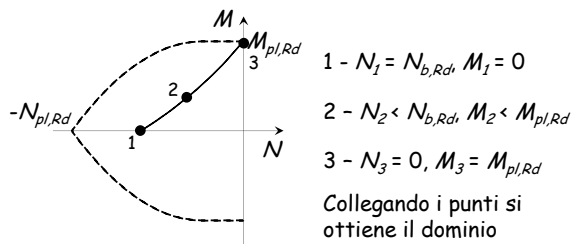
Costruzione del dominio di resistenza



Costruzione del dominio di resistenza

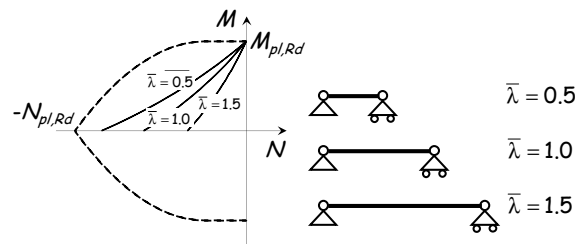


L'asta si plasticizza e
 crolla in assenza di
 sforzo normale



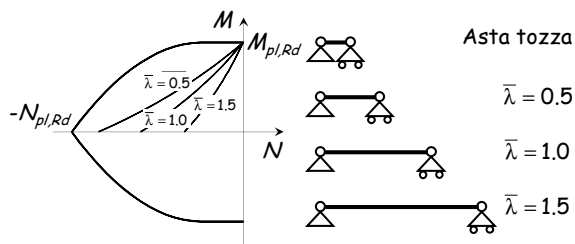
Influenza della snellezza

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:
 - L'ampiezza del dominio si riduce all'aumentare della
 snellezza;



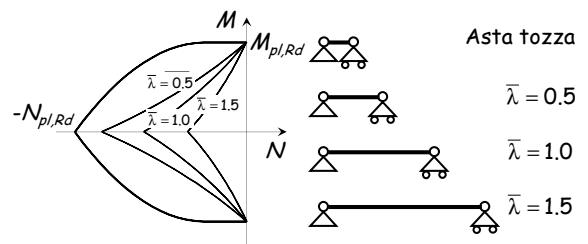
Influenza della snellezza

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:
 - Nel caso di aste tozze coincide con quello per
 presso-flessione della sezione



Influenza della snellezza

Il dominio è simmetrico per aste con sezione trasversale
 simmetrica



Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

• Metodo A

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

o, in sostanza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

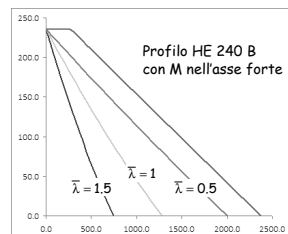
N_{cr} è il carico critico Euleriano

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.1

non previsto da Eurocodice 3

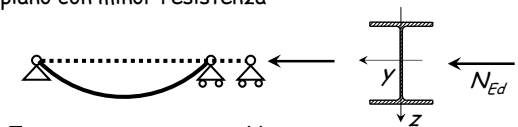
Dominio di resistenza metodo A

- Si ottengono le curve mostrate sotto



Considerazioni su domini di resistenza

Un'asta in acciaio soggetta a compressione si instabilizza nel piano con minor resistenza



$$\bar{\lambda}_y \Rightarrow \chi_y \Rightarrow N_{b,Rd,y}$$

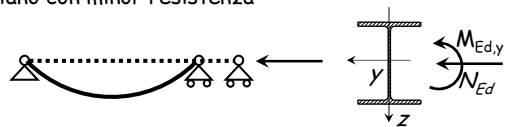
$$\bar{\lambda}_z \Rightarrow \chi_z \Rightarrow N_{b,Rd,z}$$

$$\text{Se } \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow N_{b,Rd,z} < N_{b,Rd,y} \Rightarrow N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z}$$

L'instabilità si verifica nel piano ortogonale all'asse z

Considerazioni su domini di resistenza

Un'asta in acciaio soggetta a compressione si instabilizza nel piano con minor resistenza



$$\bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow N_{b,Rd,z} < N_{b,Rd,y} \Rightarrow N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z}$$

L'instabilità si verifica nel piano ortogonale all'asse y

La presenza di un momento $M_{Ed,y}$ favorisce l'instabilità dell'asta quanto un momento $M_{Ed,z}$? Probabilmente NO

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone quindi una seconda formula:

• Metodo B

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

o, in sostanza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

• Metodo B

si noti che in questo caso le verifiche sono due e il denominatore di N è diverso a seconda del piano in cui agisce M

è meno gravoso quando c'è solo momento rispetto all'asse forte, mentre l'asta sbanda intorno all'asse debole

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

- Metodo B

I coefficienti k si calcolano con apposite formule

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{wy} \left(1 + 0,6 \sqrt{\lambda_y} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cy} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{wy} \left(1 + 0,6 \sqrt{\lambda_y} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cy} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{wy} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cy} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{wy} \left(1 + 0,8 \sqrt{\lambda_y} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cy} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{zz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{wz} \left(1 + 0,6 \sqrt{\lambda_z} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{wz} \left(1 + 0,6 \sqrt{\lambda_z} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{wz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{wz} \left(1 + 1,4 \sqrt{\lambda_z} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
			$\alpha_{wz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{wz} \left(1 + 0,8 \sqrt{\lambda_z} \frac{N_{Ed} \cdot y_{pl}}{Z_{cz} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

- Metodo B

In particolare, per momento solo nell'asse forte si ha

$$k_{yy} = 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \leq 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}}$$

$$k_{yz} = 0,6 k_{yy}$$

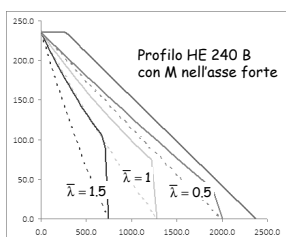
e si utilizza solo la prima equazione

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza metodo B

- Si ottengono le curve mostrate sotto
(con tratteggio sono indicate le curve precedenti)



In questo caso il metodo A è molto cautelativo

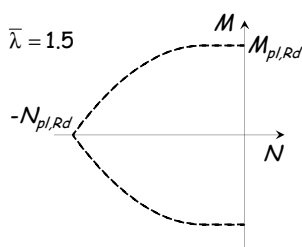
Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

- Le curve mostrate in precedenza si riferiscono al caso di momento flettente costante lungo l'asta
- Se il momento flettente varia, si considera un momento equivalente

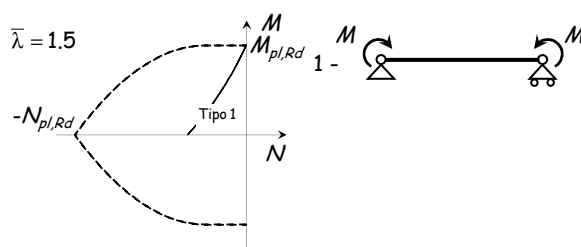
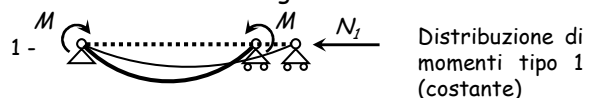
$$M_{eq,Ed} = \alpha_m M_{Ed,max}$$

con $\alpha_m \leq 1$ che dipende dalla distribuzione di M

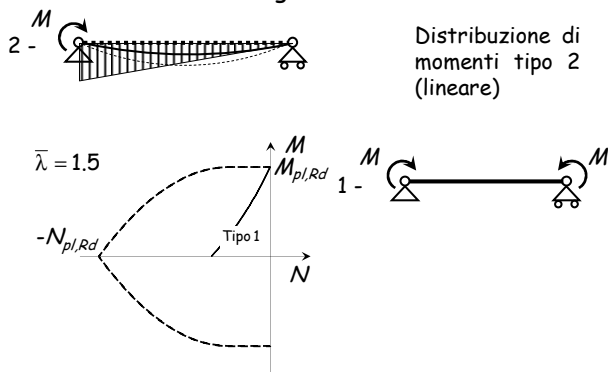
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



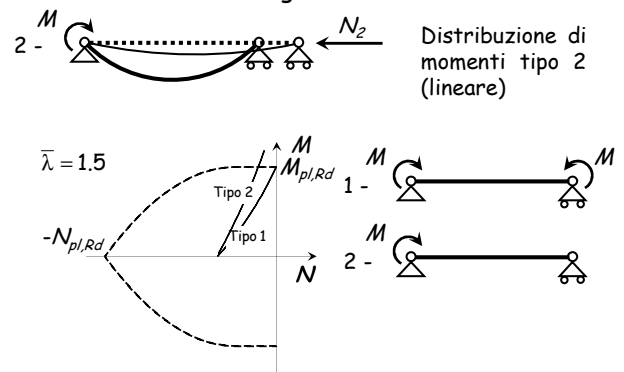
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



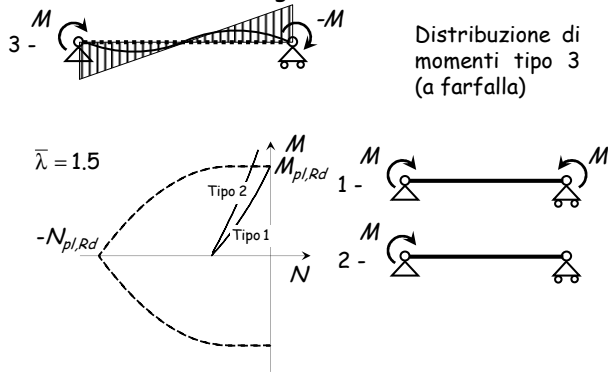
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



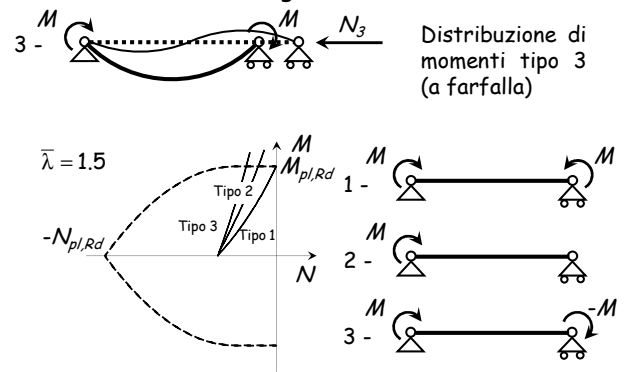
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



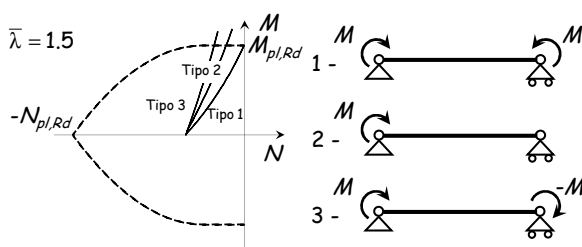
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento

Il dominio dipende dall'andamento del diagramma del momento flettente:

- L'ampiezza del dominio aumenta passando dal diagramma di tipo 1 a quello di tipo 3.



Dominio di resistenza influenza del diagramma di M (modello A)

- Il momento equivalente $M_{eq,Ed}$ tiene conto della variazione del momento nell'asta e può essere preso pari a

$$M_{eq,Ed} = 1.3 M_{m,Ed}$$

assumendo comunque $0.75 M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$

$M_{m,Ed}$ è il valore medio del momento nell'asta

- Per asta vincolata agli estremi con momento variabile linearmente si può assumere

$$M_{eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b$$

assumendo comunque $M_{eq,Ed} \geq 0.4 M_b$

M_a è il massimo tra i due ed il segno si riferisce al verso della coppia M (se $M_a = -M_b$ il diagramma di M è costante e $M_{eq,Ed} = M_a$)

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.1

non previsto da Eurocodice 3

Dominio di resistenza influenza del diagramma di M (modello B)

- Se si usa il metodo B sono fornite espressioni più complesse

Diagramma del momento	Intervallo	Coefficienti α_{m1} , α_{m2} , $\alpha_{m1,7}$	
		Carico uniforme	Carico concentrato
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_s$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_s$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_s(1+2\psi)$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_s$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocode 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Nell'Eurocode 3

Interaction factors	Type of sections	Design assumptions	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{\square}	I-sections RHS-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (\bar{\lambda}_{\square} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{\square}	I-sections RHS-sections	k_{\square}	$0,6 k_{\square}$
k_{\square}	I-sections RHS-sections	$0,8 k_{\square}$	$0,6 k_{\square}$
k_{\square}	I-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (2\bar{\lambda}_{\square} - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (\bar{\lambda}_{\square} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

For I- and H-sections and rectangular hollow sections under axial compression and uniaxial bending M_{\square} the coefficient k_{\square} may be $k_{\square} = 0$.

Nell'Eurocode 3

Interaction factors	Type of sections	Design assumptions	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{\square}	I-sections RHS-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (\bar{\lambda}_{\square} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{\square}	I-sections RHS-sections	k_{\square}	$0,6 k_{\square}$
k_{\square}	I-sections RHS-sections	k_{\square}	$0,6 k_{\square}$
k_{\square}	I-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (2\bar{\lambda}_{\square} - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$C_{\square} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_{\square} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{\square} \left(1 + (\bar{\lambda}_{\square} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{\square} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_{\square} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

For I- and H-sections and rectangular hollow sections under axial compression and uniaxial bending M_{\square} the coefficient k_{\square} may be $k_{\square} = 0$.

Nota: nella Circolare è indicato con α_m quello che qui (sull'EC3) è indicato con C_m

Nell'Eurocode 3

Moment diagram	range	C_{\square} and C_{\square} and $C_{\square,7}$	
		uniform loading	concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_s$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_s$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_s(1+2\psi)$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_s$

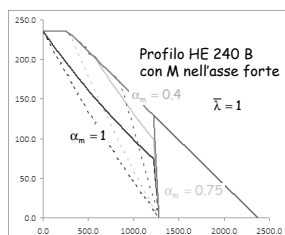
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{\square} = 0,9$ or $C_{\square} = 0,9$ respectively.
 C_{\square} , C_{\square} and $C_{\square,7}$ should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:

moment factor	bending axis	points braced in direction
C_{\square}	\square - \square	\square - \square
C_{\square}	\square - \square	\square - \square
$C_{\square,7}$	\square - \square	\square - \square

Eurocode 3, annesso B

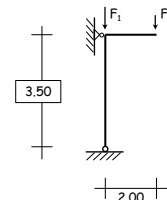
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento

- Si ottengono le curve mostrate sotto (con tratteggio sono indicate le curve del metodo A)



Anche in questo caso il metodo A è molto cautelativo

Esempio



$$F_1 = 800 \text{ kN}$$

$$F_2 = 60 \text{ kN}$$

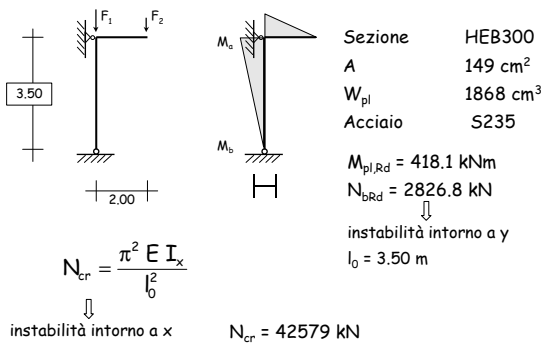
$$M_a = 120 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0 \text{ kNm}$$

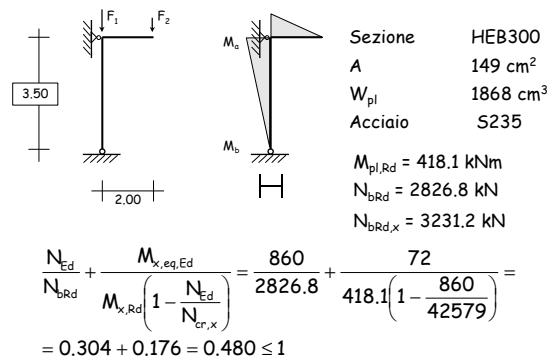
$$N_{Ed} = 860 \text{ kN}$$

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \times 120 - 0,4 \times 0 = 72 \text{ kNm}$$

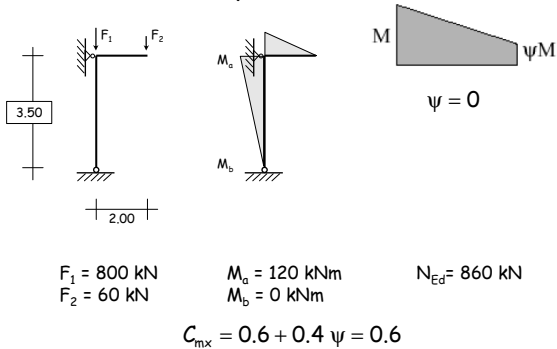
Esempio



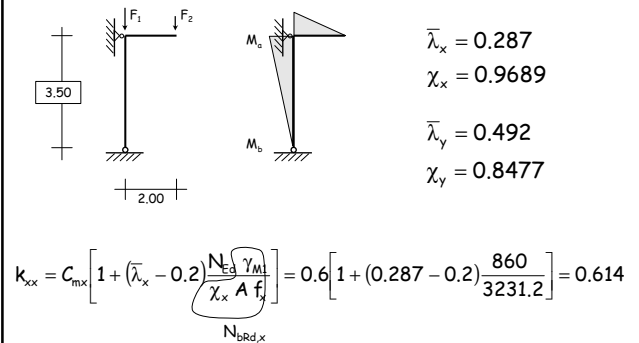
Esempio (metodo A)



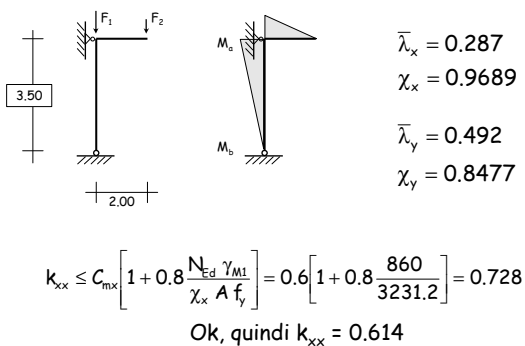
Esempio (metodo B)



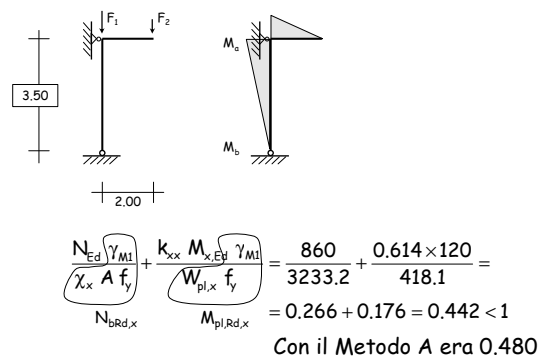
Esempio



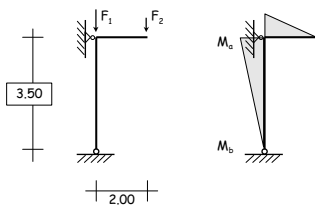
Esempio



Esempio



Esempio



Perché $k_{yx} = 0$

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_y A f_y} + \frac{k_{yx} M_{x,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_y} = \frac{860}{2828.6} = 0.304$$

Verifica di stabilità con sforzo normale centrato

Nota:

Le diapositive che seguono erano state preparate da Edoardo Marino per confrontare metodo A e B. Io ho fatto diversamente i confronti e non le utilizzo, ma le ho comunque lasciate per ricordo

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{M_{x,eq,Ed}}{M_{x,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} \leq 1$$

$$M_{x,eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b = \underbrace{M_a}_{C_{mx}} \left(0.6 - 0.4 \frac{M_b}{M_a}\right)$$

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{C_{mx} M_{x,Ed}}{M_{x,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} = 1$$

$$k_{xx}^* = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}}$$

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{k_{xx}^* M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$$k_{xx}^* = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}}$$

$$C_{mx} = (0.6 + 0.4 \psi) = 0.6$$

$$\psi = \frac{M_b}{M_a} = 0$$

Nel caso in questione

HEB 300
 $M_{pl,x,Rd} = 418.1 \text{ kNm}$
 $N_{bRd} = 2826.7 \text{ kN}$
 $N_{cr,x} = 42579.2 \text{ kN}$

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{k_{xx}^* M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

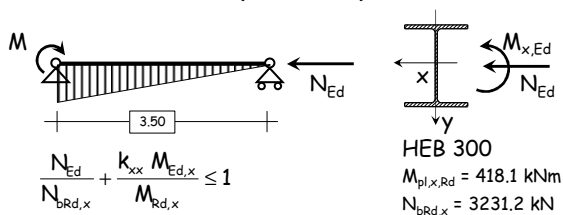
Costruisco il dominio per punti

Fisso $N_{Ed} \Rightarrow k_{xx}^* \Rightarrow M_{Ed,x} = \frac{M_{Rd,x}}{k_{xx}^*} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{bRd}}\right)$

HEB 300
 $M_{pl,x,Rd} = 418.1 \text{ kNm}$
 $N_{bRd} = 2826.7 \text{ kN}$
 $N_{cr,x} = 42579.2 \text{ kN}$

Vedere anche foglio Excel Presso-flessione-DomX

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo B)



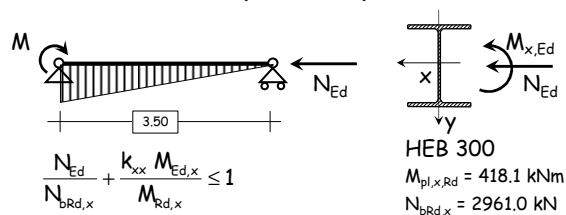
$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,x}} + \frac{k_{xx} M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$k_{xx} = \text{vedi EC3}$

$$C_{mx} = (0.6 + 0.4 \psi) = 0.6$$

$$\psi = \frac{M_b}{M_a} = 0$$

Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo B)



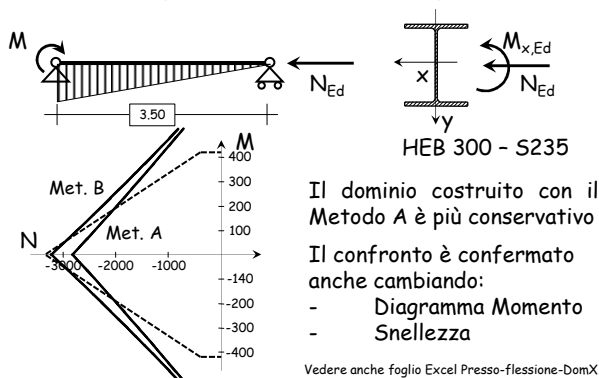
$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,x}} + \frac{k_{xx} M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

Costruisco il dominio per punti

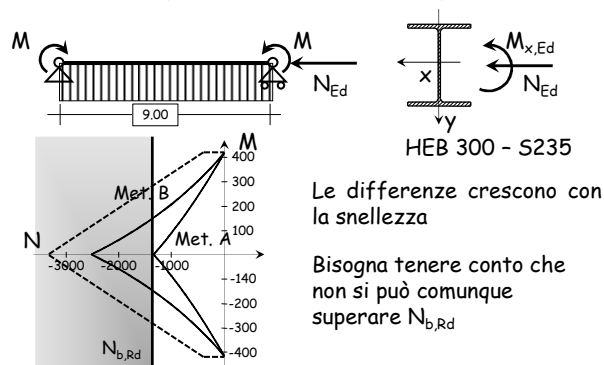
$$\text{Fisso } N_{Ed} \Rightarrow k_{xx} \Rightarrow M_{Ed,x} = \frac{M_{Rd,x}}{k_{xx}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,x}} \right)$$

Vedere anche foglio Excel Presso-flessione-DomX

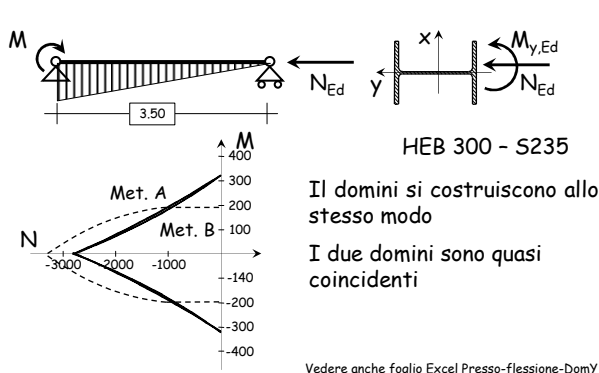
Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A vs Metodo B)



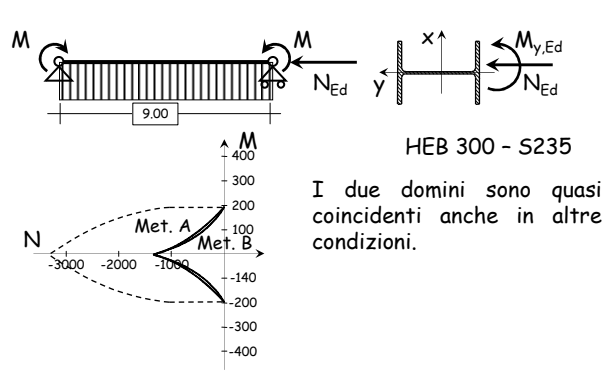
Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A vs Metodo B)



Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A vs Metodo B)



Domini di resistenza - presso-flessione retta (Metodo A vs Metodo B)



Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

8 - Classificazione dei collegamenti e collegamenti bullonati

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Classificazione dei collegamenti

Classificazione

- In base alla modalità di esecuzione:

1. Collegamento bullonati
2. Collegamenti saldati

Resistenze da usare

- Sempre i valori ultimi (non quelli di snervamento)

Bulloni: f_{ub}

Saldature:

si dovrebbe usare f_{uw} (resistenza della saldatura);
per comodità la si riporta a f_u del materiale base

Classificazione

- In base all'azione che si trasmette

1. Collegamento a parziale ripristino di resistenza
In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto
2. Collegamento a completo ripristino di resistenza
In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione ultime del meno resistente tra gli elementi collegati

Classificazione

- In base alla rigidità
con riferimento alla rotazione relativa tra i pezzi uniti

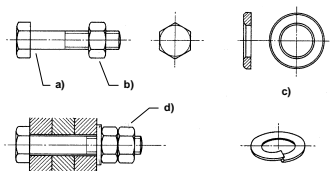
1. Collegamento rigido
la rotazione relativa è praticamente nulla
2. Collegamento semirigido
la rotazione relativa è legata al momento flettente;
equivale ad una molla rotazionale
3. Collegamento a cerniera
la rotazione relativa è sostanzialmente consentita

Collegamenti bullonati

I bulloni

Sono costituiti da:

- a) vite con testa esagonale e gambo filettato in tutta o in parte
- b) dado di forma esagonale
- c) rondella sia del tipo elastico che rigido (o rosetta)
- d) controdado (se necessario) per garantire che il dado non si svisi neanche in presenza di vibrazioni



I bulloni caratteristiche geometriche

• diametro (nominale)

individuato dalla lettera M più il diametro in mm

diámetro (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30

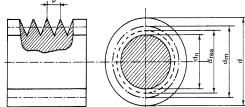
• lunghezza

tale da assicurare l'attraversamento degli elementi da collegare; non eccessiva per evitare sprechi e necessità di tagliare i pezzi in eccesso

• lunghezza della parte filettata

I bulloni area nominale ed area resistente

- la sezione si riduce in corrispondenza della filettatura



sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _{res} (mm ²)	84.3	115	157	192	245	303	353	459	581
A _{res} / A	0.75	0.75	0.78	0.75	0.78	0.80	0.78	0.80	0.82

I bulloni classe di resistenza

- Sigla che individua le caratteristiche dell'acciaio: due numeri separati da un punto

- Primo numero: indica la tensione di rottura in MPa (divisa per 100: 4 → 400 MPa)
- Secondo numero: indica il rapporto tra tensione di snervamento e tensione di rottura (moltiplicato per 10: 6 → 0.6)

bulloni ad alta resistenza

- Classi previste dalle NTC08:

classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f _{ub} (MPa)	400	500	600	800	1000
f _{yb} (MPa)	240	300	480	640	900

NTC08, punto 4.2.8.1.1

I bulloni diametri dei fori

- condiziona sia la facilità di montaggio della struttura che la sua deformazione

d diametro bullone
d₀ diametro foro
d-d₀ gioco foro-bullone

diámetro bullone d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
NTC08	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5
Eurocodice 3	1	1	2	2	2	2	2	3	3

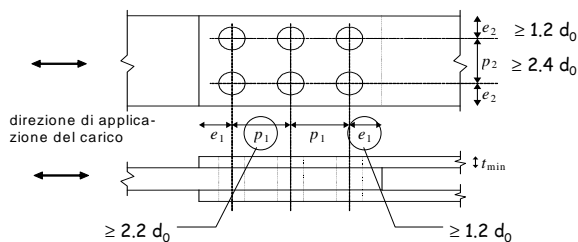
Valori massimi del gioco foro-bullone (mm)

- fori calibrati: d-d₀ ≤ 0.3 mm
usati per limitare al massimo le deformazioni indotte dallo scorrimento del bullone nel foro

NTC08, punto 4.2.8.1.1

I bulloni distanze tra fori e foro-bordo

- limiti per le distanze minime, sia in direzione della forza trasmessa che perpendicolarmente



I limiti nascono da problemi di resistenza della lamiera

NTC08, punto 4.2.8.1.1, Tab. 4.2.XIII

I bulloni distanze tra fori e foro-bordo

- limiti per le distanze massime, sia in direzione della forza trasmessa che perpendicolarmente

Distanze massime	Esposizione ad fenomeni corrosivi o ambientali	
	Unioni esposte	Unioni non esposte
e_1	$4t + 40 \text{ mm}$	--
e_2	$4t + 40 \text{ mm}$	--
p_1	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$
p_2	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$

L'instabilità del piatto tra i bulloni non deve essere considerata se

$$p_1 < 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} t$$

I limiti nascono da problemi di durabilità e resistenza della lamiera

NTC08, punto 4.2.8.1.1, Tab. 4.2.XIII

I bulloni serraggio

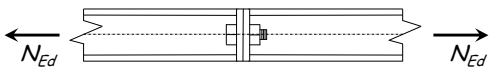
- Serraggio:
 - importante per garantire un buon comportamento e limitare deformabilità
 - fondamentale nelle unioni ad attrito
- Forza di precarico:

$$F_{p,Cd} = 0.7 \frac{f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad \gamma_{M7} = 1.10$$

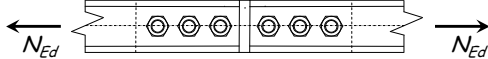
NTC08, punto 4.2.8.1.1

Collegamenti bullonati modalità di comportamento

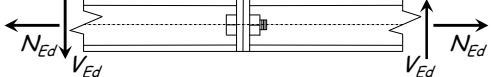
1 - Con bulloni sollecitati a trazione



2 - Con bulloni sollecitati a taglio a taglio In alternativa: ad attrito



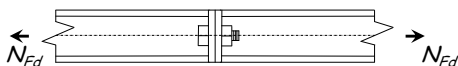
3 - Con bulloni sollecitati a trazione e taglio



Bulloni soggetti a trazione

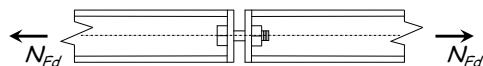
Collegamenti bullonati bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati bulloni sollecitati a trazione

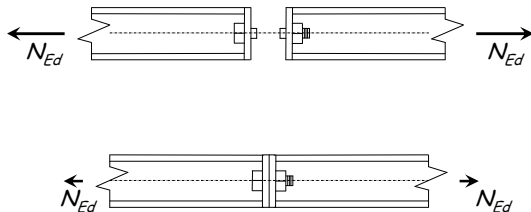
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

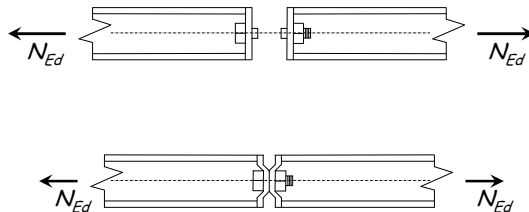
1 - Rottura dei bulloni a trazione



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

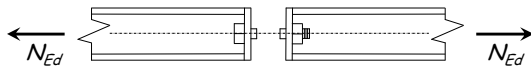
1 - Rottura dei bulloni a trazione



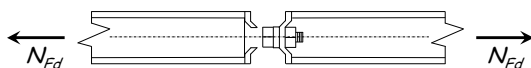
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a trazione

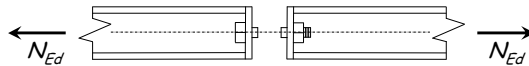


2 - Punzonamento della piastra



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



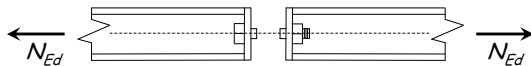
La tensione nel bullone per effetto della forza F_t è uniforme

$$\sigma = \frac{F_t}{A_{res}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



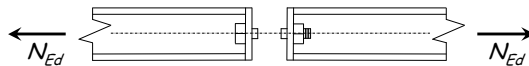
Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

$$F_{t,max} = A_{res} f_{ub}$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

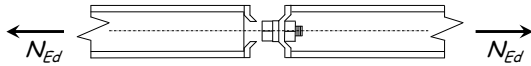
$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra

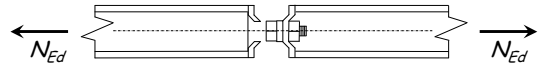


La superficie di rottura è cilindrica con altezza t_p e diametro d_m

$$\tau = \frac{F_t}{\pi d_m t_p}$$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



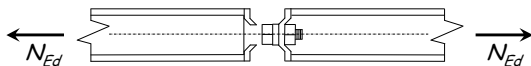
Secondo il criterio di Von Mises la piastra si rompe quando la tensione ideale sulla giacitura di rottura è pari ad f_u :

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau^2)} = \sqrt{3} \tau = f_u$$

ovvero...

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



La piastra si rompe quando la tensione tangenziale sulla giacitura di rottura è pari a $f_u / \sqrt{3}$

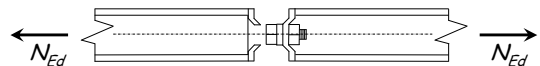
$$B_{p,max} = \pi d_m t_p (f_u / \sqrt{3})$$

d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



La piastra si rompe quando la tensione tangenziale sulla giacitura di rottura è pari a $f_u / \sqrt{3}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

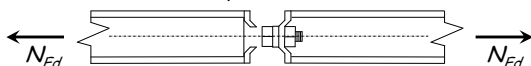
d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



Diametro della giacitura di rottura

$$d_m = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

2 - Punzonamento della piastra

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	2 Bulloni	M16 classe 5.6
	Piatto	$t_p = 5 \text{ mm}$

1 - Determinazione di $F_{t,Rd}$

$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 157 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 56.5 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	2 Bulloni	M16 classe 5.6
	Piatto	$t_p = 5 \text{ mm}$

2 - Determinazione di $B_{p,Rd}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times \pi \times 25 \times 5 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 67.9 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	2 Bulloni	M16 classe 5.6
	Piatto	$t_p = 5 \text{ mm}$

3 - Verifica

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < F_{t,Rd} < B_{p,Rd}$$

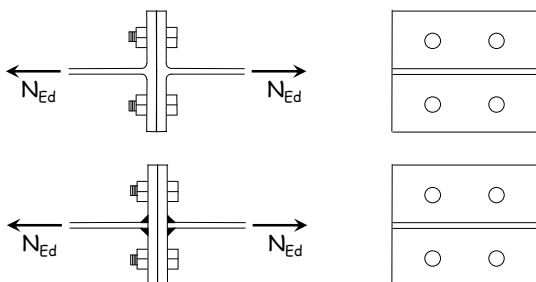
$$F_{t,Rd} = 56.5 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 67.9 \text{ kN} \quad \text{Il collegamento è verificato}$$

Occorre però verificare anche la resistenza del piatto

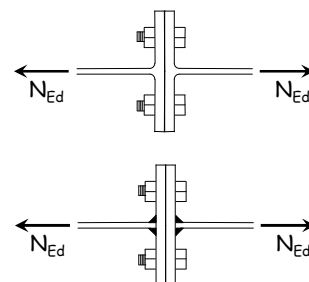
Collegamento a T equivalente (T stub)

Collegamento di elementi a T equivalente



I risultati sono utili per la verifica di collegamenti più complessi (es. collegamenti trave-colonna)

Collegamento di elementi a T equivalente



Verifiche

- Bulloni
 - Rottura a trazione
 - Punzonamento flangia
- Flangia
 - Bisogna considerare diversi meccanismi di collasso

I risultati sono utili per la verifica di collegamenti più complessi (es. collegamenti trave-colonna)

Indicazioni geometriche

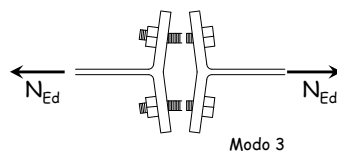


L_{eff} larghezza efficace della flangia
(ortogonale al piano della figura)

oppure
 $0.8 a \sqrt{2}$

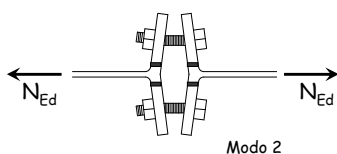
Meccanismi di collasso del bullone/flangia

- Rottura a trazione del bullone
(o a punzonamento della flangia)



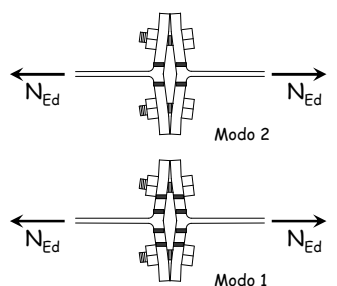
Meccanismi di collasso della flangia

- Rottura del piatto per flessione
(senza effetto leva)



Meccanismi di collasso della flangia

- Rottura del piatto per flessione
(con effetto leva)

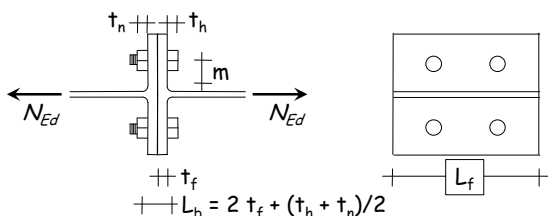


L'effetto leva

- incrementa la forza sollecitante dei bulloni
- modifica la modalità di collasso della flangia

Irrigidire l'elemento se si vuole evitare questo effetto

Effetto leva



Non si ha effetto leva se la piastra è spessa, ovvero

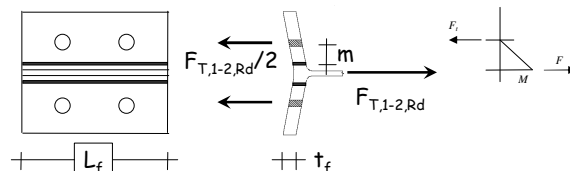
$$L_b \geq \frac{8.8 m^3 A_{res}}{L_f t_f^3}$$

L_b lunghezza parte del bullone sottoposta a trazione

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Meccanismi di collasso in assenza di effetto leva

Meccanismo 2: plasticizzazione della flangia



$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{b_f t_f^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd}}{m}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Esempio

Collegamento flangiato trave colonna

La trazione corrispondente a M_{Rd} è portata dai 4 bulloni superiori

- Valuto la trazione
- Dimensiono i bulloni a trazione
- Valuto lo spessore della flangia necessario per non avere problemi a punzonamento

dimensionamento flangia	per dare sufficiente resistenza a punzonamento							
Acciaio	S275							
f_y	275	MPa		t necessario	4.16	mm		
f_u	430	MPa						

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

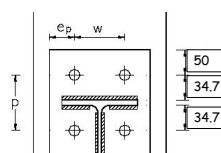
Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Esempio

Collegamento flangiato trave colonna

Completo la definizione geometrica

- Assegno il valore di p, ricordando che devo lasciare sufficiente distanza tra i fori in verticale, anche per consentire di avvitare i bulloni
posso usare $p = 80$ mm
la distanza da filo ala è $(80-10.7)/2 = 34.65$ mm
- Calcolo m: $m = 34.65 - 0.8 a \sqrt{2} = 27.9$ mm



$$a = 6 \text{ mm}$$

Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Esempio

Collegamento flangiato trave colonna

Verifico la flangia a flessione

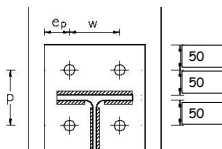
- In assenza di effetto leva

verifica flangia (se t è assegnato)								
spessore flangia		tp	15	mm				
		Mpl,Rd	2946429	N/mm				
			2.946	kNm				

$$M_{p,Rd} = \frac{b_p t_p^2 f_y}{4 \gamma_{M2}}$$

senza effetto leva		FT2,Rd	211.5	kN	non verificato			
--------------------	--	--------	-------	----	----------------	--	--	--

$$F_{T,Rd} = \frac{2 M_{p,Rd}}{m}$$



$$F_{T,Rd} = 211.5 \text{ kN} < F_{Rd}$$

Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Esempio

Collegamento flangiato trave colonna

Progetto la flangia in modo che resista a flessione

- Con effetto leva
 - modo 1: è il meno gravoso per la flangia, ma bisogna controllare i bulloni

con effetto leva, modo 1		FT1,Rd	423.0	kN	verificato			
		Q	58.9	kN				

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

$$F_{T,Rd} = 423.0 \text{ kN} > F_{Rd}$$

Ma il bullone non ce la fa

Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Esempio

Collegamento flangiato trave colonna

Progetto la flangia in modo che resista a flessione

- Con effetto leva
 - modo 2: è un po' più gravoso per la flangia (rispetto al modo 1) ma il bullone sta bene

con effetto leva, modo 2		FT2,Rd	347.5	kN	verificato			
		Q	37.9	kN				

$$F_{T,Rd} = \frac{2 M_{p,Rd} + n_s \min(F_{T,Rd}, B_{p,Rd}) e}{m + e}$$

$$F_{T,Rd} = 347.5 \text{ kN} > F_{Rd}$$

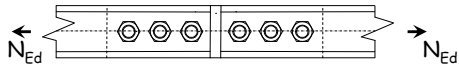
E il bullone sta bene

Vedi file Bulloni, foglio Flangia

Bulloni soggetti a taglio

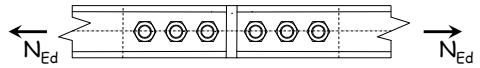
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

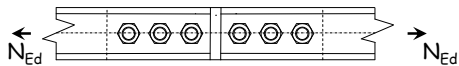
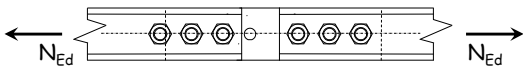
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

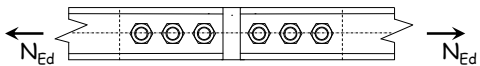
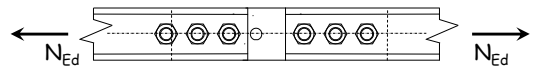
1 - Rottura dei bulloni a taglio



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

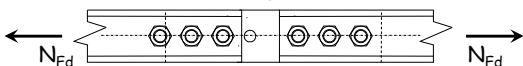
1 - Rottura dei bulloni a taglio



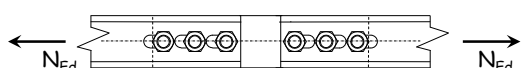
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a taglio

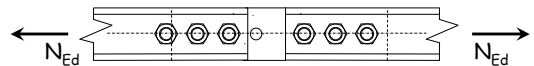


2 - Rifollamento delle lamiere



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



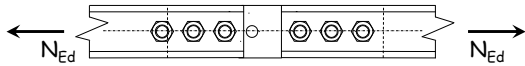
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{V,max} = A (f_{ub} / \sqrt{3})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



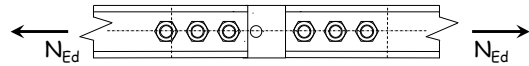
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{v,Rd} = \frac{A (0.6 f_{ub})}{\gamma_{M2}}$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



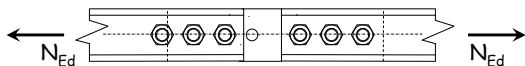
Se il piano di taglio non attraversa la parte filettata del bullone:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per tutte le classi di bulloni})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



Se il piano di taglio attraversa la parte filettata del bullone:

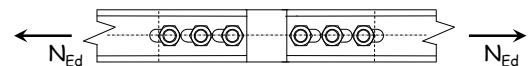
$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per bulloni di classe 4.6, 5.6 ed 8.8})$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per bulloni di classe 6.8 e 10.9})$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

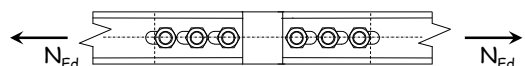
$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

d Diametro del bullone

t_p Spessore della lamiera

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



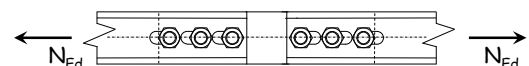
Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

Bulloni: di bordo	$k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$	$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$
interni	$k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$	$\alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



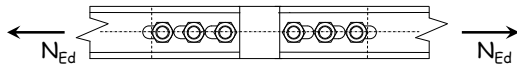
Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni: di bordo	$k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$	$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$
interni	$k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$	$\alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Osservazione su k:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

Secondo le vecchie norme:

$$\begin{aligned} \text{Bulloni:} \quad e_2 &\geq 1.5 d_0 & k &= \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5 \\ \text{interni} \quad p_2 &\geq 3 d_0 & k &= \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5 \end{aligned}$$

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio (rottura sulla sezione nominale)

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{rottura nella parte filettata})$$

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad \text{o} \quad F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

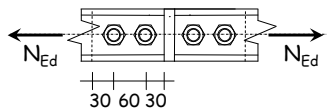
2 - Rifollamento della lamiera

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\begin{aligned} \text{Bulloni:} \quad e_1 &\geq 1.5 d_0 & k &= \min\left(\frac{2.8 e_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right) & \alpha &= \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \\ \text{interni} \quad p_1 &\geq 3 d_0 & k &= \min\left(\frac{1.4 p_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right) & \alpha &= \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \end{aligned}$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	2 Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



1 - Determinazione di $F_{v,Rd}$

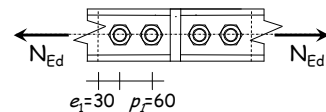
$$A = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 201 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 48.2 \text{ kN}$$

N.B. In questo caso, ogni bullone porta 2 $F_{v,Rd}$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	2 Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

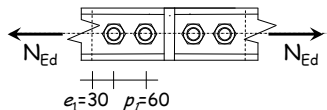
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.588, 0.926, 1.39, 1)$$

$$k = 2.5$$

$$d = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 17 \text{ mm} \quad \text{Quasi sempre } > 1$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	2 Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



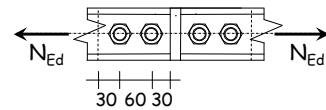
2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

$$k = 2.5 \quad \alpha = 0.588$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.588 \times 16 \times 10 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 67.7 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	100 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	2 Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



3 - Verifica

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < F_{b,Rd} < 2 F_{v,Rd}$$

$$2 F_{v,Rd} = 2 \times 48.2 = 96.4 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 67.7 \text{ kN}$$

Il collegamento è verificato

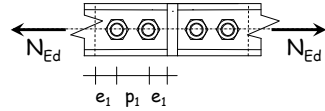
Collegamenti bullonati a taglio suggerimento progettuale

Dimensionamento:

- Progettare i bulloni in base alla resistenza a taglio
 - individuare il diametro massimo che si può usare (in base alle dimensioni dell'elemento da forare, ad esempio $d < 1/3 h$ profilato)
 - stabilire classe e diametro dei bulloni
 - determinare numero dei bulloni
- Usare la verifica a rifollamento per definire la distanza minima tra i bulloni
 - Controllare che siano soddisfatte le prescrizioni sulle distanze massime

Esempio

Dati:	N_{Ed}	250 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



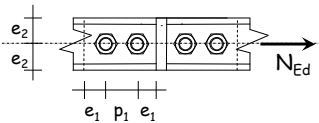
1 - Determinazione del numero di bulloni

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{2 F_{v,Rd}} = \frac{250}{2 \times 48.2} = 2.59 \quad \text{Uso 3 bulloni}$$

N.B. In questo caso, ogni bullone porta $2 F_{v,Rd}$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	250 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm

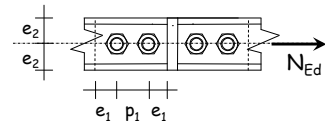


2 - Determinazione delle distanze (calcolo k)

$$\frac{e_2}{d_0} = \frac{65/2}{17} = 1.91 \geq 1.5 \quad \Rightarrow \quad k = 2.5$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	250 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



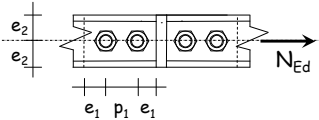
2 - Determinazione delle distanze (calcolo α necessario)

$$F_{b,Rd} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{250}{3} = 83.3 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} (N_{Ed} / 3)}{k d t_p f_u} = \frac{1.25 \times 83.3 \times 10^3}{2.5 \times 16 \times 10 \times 360} = 0.723$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	250 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



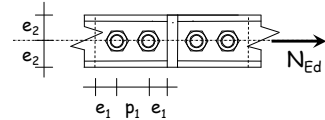
2 - Determinazione della distanza e_1 per $\alpha = 0.723$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \quad e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{e_1}{3 d_0} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 3 \alpha d_0 = 3 \times 0.723 \times 16 = 34.7 \text{ mm}$$

Esempio

Dati:	N_{Ed}	250 kN
	Acciaio	S235
	Asta	2 U 65x42
		$t_w = 5.5$ mm
	Bulloni	M16, classe 5.6
	Piatto	$t_p = 10$ mm



2 - Determinazione della distanza p_1 per $\alpha = 0.723$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25 \quad \Rightarrow \quad p_1 = 3 (\alpha + 0.25) d_0 = 46.7 \text{ mm}$$

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio e trazione

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$F_{v,Ed}, F_{t,Ed}$ Sollecitazioni di taglio e trazione

$F_{v,Rd}$ Resistenza a taglio del bullone

$F_{t,Rd}$ Resistenza a trazione del bullone

Collegamenti bullonati ad attrito

- Tutti i bulloni prima di lavorare a taglio devono superare la resistenza ad attrito
In genere ciò avviene per carichi bassi ed è quindi trascurato
- Lo scorrimento dovuto al gioco foro-bullone provoca deformazioni nella struttura
In genere queste sono accettabili, ma devono essere comunque verificate
- Se si vogliono evitare queste deformazioni si può progettare il collegamento in modo che non superi la resistenza di attrito
 - solo per SLE
 - anche per SLU

Collegamenti bullonati ad attrito

- Si usano in genere bulloni ad alta resistenza
- Resistenza ad attrito:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$$

$F_{p,C}$ forza di precarico

μ coefficiente di attrito

- $\mu = 0.45$ giunzioni sabbiate e protette
- $\mu = 0.30$ negli altri casi

n numero di superfici di contatto

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

9 - Collegamenti saldati

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Procedimenti di saldatura

- Sorgente termica
che produce alta temperatura in modo localizzato
- Fusione
del materiale base più il materiale di apporto
- Protezione del bagno di fusione
per evitare reazione con l'aria
- Procedimenti di saldatura:
 - manuali saldatura ossiacetilenica o saldatura ad arco con elettrodi rivestiti
 - semiautomatici saldatura a filo continuo sotto protezione di gas
 - automatici saldatura ad arco sommerso

Procedimenti di saldatura

- Procedimenti di saldatura manuali
Saldatura ossiacetilenica
 - reazione tra acetilene ed ossigeno ($C_2H_2 + O_2 = 2CO + H_2$)
con produzione di gas riducenti e calore
 - materiale di apporto sotto forma di bacchetta metallica

Procedimenti di saldatura

- Procedimenti di saldatura manuali
Saldatura ossiacetilenica
Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti
 - arco elettrico fatto scoccare tra materiale base ed elettrodo
 - l'elettrodo ha funzione di materiale di apporto; bacchetta metallica con rivestimento la cui fusione genera gas per la protezione della zona fusa

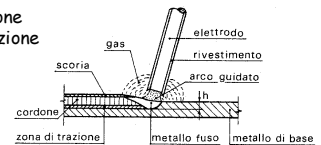


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
 - si generano ai bordi della saldatura per effetto dei cicli termici ad elevata velocità di raffreddamento che danno luogo a fenomeni simili a quella della tempera
 - la prevenzione da questo fenomeno può ottenersi con un preriscaldamento del pezzo, facendo più passate di saldatura ed utilizzando elettrodi con rivestimento basico

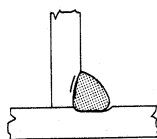


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
 - si generano durante la solidificazione della zona fusa e a seguito di scorie provenienti dal materiale base; queste ultime tendono a segregare in zone preferenziali e a temperature più basse del materiale circostante dando luogo a tensioni da ritiro e a non coesione del materiale

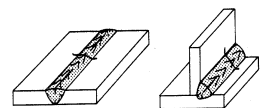


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
 - quando i pezzi da saldare non sono vincolati si hanno spostamenti relativi importanti che possono essere corretti con frecce iniziali di segno opposto, con bloccaggio dei pezzi da saldare o con studio delle sequenze di saldatura

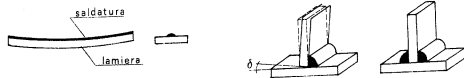


Figura tratta Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
- Strappi lamellari
- Difetti di esecuzione
 - dovuti a cavità contenenti scoria per sequenze improprie delle passate di saldatura, a mancata penetrazione dei pezzi da saldare o ad incollatura tra materiale di apporto fuso e materiale base non ancora fuso

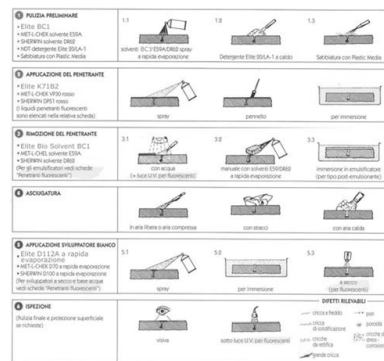


Figura tratta Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

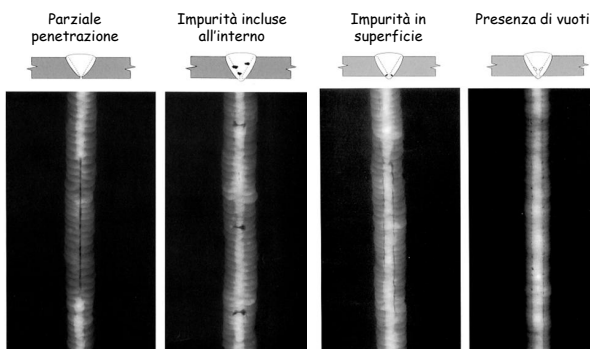
Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
- Strappi lamellari
- Difetti di esecuzione
- Tensioni residue

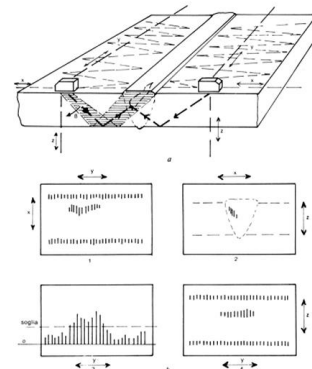
Controlli delle saldature Esame con liquidi penetranti



Controlli delle saldature Esame radiografico

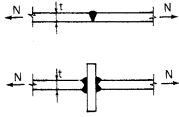


Controlli delle saldature Esame ad ultrasuoni



Collegamenti saldati Classificazione

1. Saldature a completa penetrazione



Se rimangono tratti non collegati:
saldatura a parziale penetrazione (considerata come cordone d'angolo)

2. Saldature a cordone d'angolo

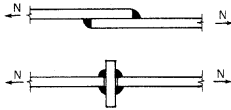


Figura tratta Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

- È indispensabile la preparazione dei lembi dei pezzi da saldare:
cianfrinatura (perché lo smusso è denominato cianfrino)

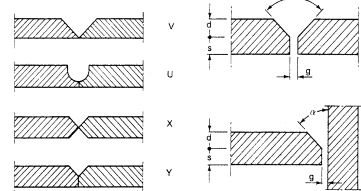


Figura tratta Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

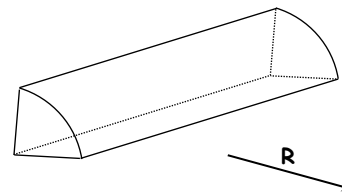
- Viene perfettamente ripristinata la continuità del materiale
- La resistenza della saldatura è almeno pari a quella dei pezzi che unisce
- In genere non è necessaria una verifica specifica

4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

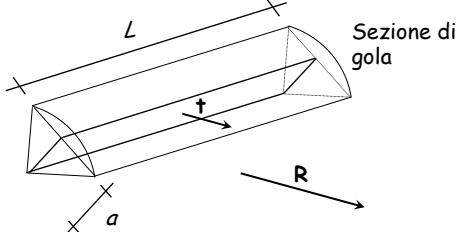
NTC08, punto 4.2.8.2.1

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



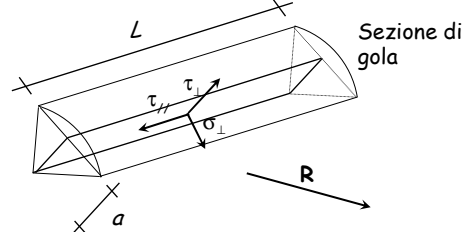
R Forza agente sul cordone d'angolo

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



R Forza agente sul cordone d'angolo
t Tensione agente sulla sezione di gola
(ha lo stessa direzione di R e modulo pari a $t = R / aL$)

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



R Forza agente sul cordone d'angolo
t Tensione agente sulla sezione di gola
(ha lo stessa direzione di R e modulo pari a $t = R / aL$)
 $\sigma_{\perp} \tau_{//} \tau_{\perp}$ Componenti di t

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura

Il dominio di rottura di un cordone di saldatura è stato determinato sperimentalmente

Per la sua forma irregolare è stato denominato *peroide*

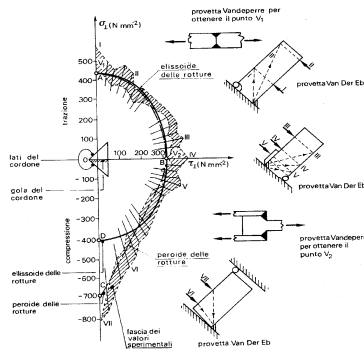
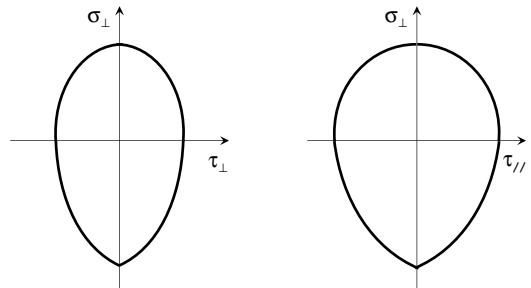
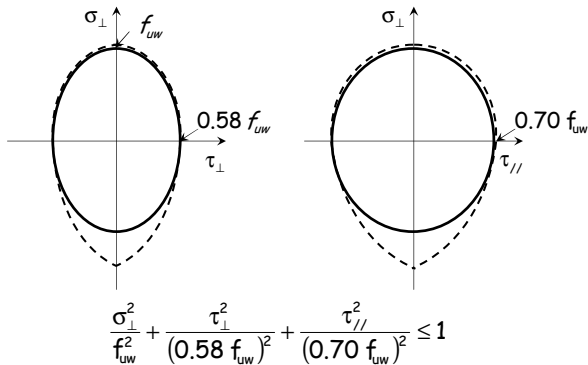


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

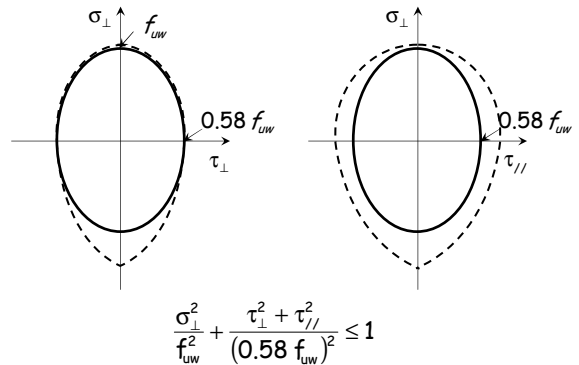
Domini di resistenza sperimentale Peroide



Domini di resistenza analitici Ellissoide



Domini di resistenza Ellissoide di rotazione



Domini di resistenza Ellissoide ed ellissoide di rotazione

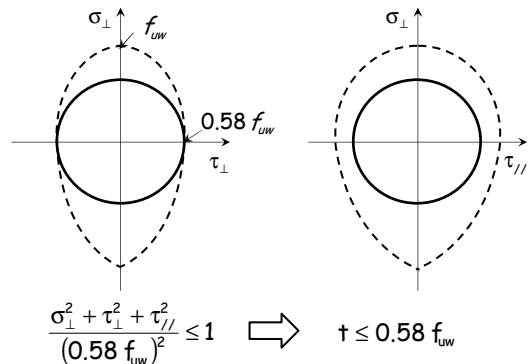
$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{uw}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.58 f_{uw})^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(0.70 f_{uw})^2} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{uw}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}{(0.58 f_{uw})^2} \leq 1$$

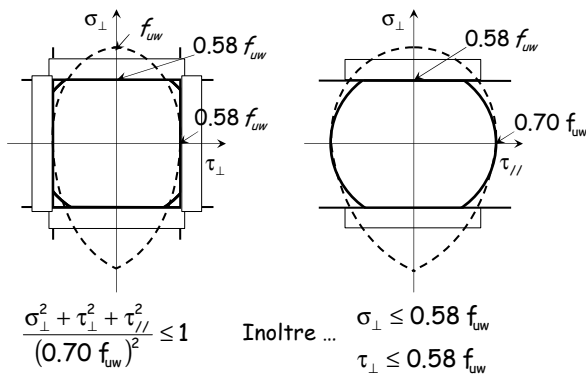
Svantaggio:

Bisogna calcolare le componenti della tensione t rispetto al sistema di riferimento della sezione di gola σ_{\perp} , τ_{\perp} e τ_{\parallel}

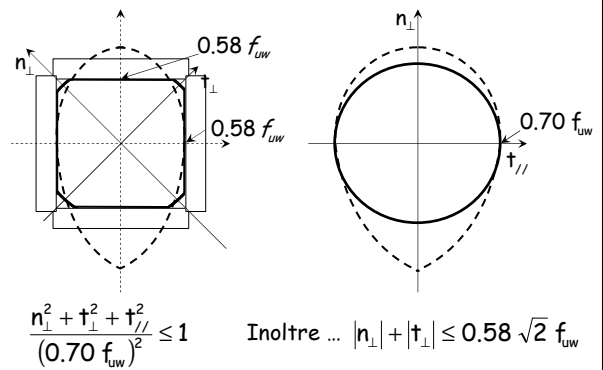
Domini di resistenza Dominio sferico



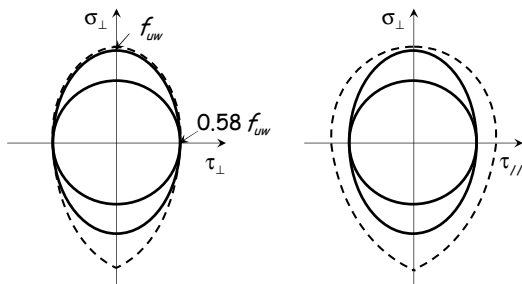
Domini di resistenza Sfera mozza



Domini di resistenza Sfera mozza



Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



Sia l'EC3 che le NTC08 propongono due domini:
 1 - dominio sferico con raggio pari a $0.58 f_{uw}$
 2 - ellissoide di rotazione

Verifica di cordoni di saldatura con il dominio sferico

$$t < f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} = \frac{f_u}{\beta_w}$$

f_{vw} Massima tensione sopportabile da cordone di saldatura

β_w Tiene conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$\beta_w = 0.80$ Per S235

$\beta_w = 0.85$ Per S275

$\beta_w = 0.90$ Per S355

Verifica di cordoni di saldatura con il dominio sferico

$$t < f_{vw} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

f_{vw} Massima tensione sopportabile da cordone di saldatura

β_w Tiene conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$\beta_w = 0.80$ Per S235

$\beta_w = 0.85$ Per S275

$\beta_w = 0.90$ Per S355

NTC08, punto 4.2.8.2.1

Prescrizioni sui cordoni di saldatura

L'altezza di gola:

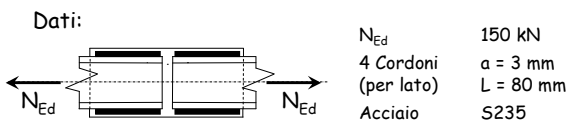
- deve essere pari almeno a 3 mm

Lunghezza efficace:

- di norma si assume uguale alla lunghezza totale meno 2 volte l'altezza di gola
- si assume pari alla lunghezza totale se il cordone di saldatura presenta lo stesso spessore anche nelle parti iniziale e finale
- deve essere pari almeno a 6 volte l'altezza di gola e comunque non minore di 30 mm

EN 1993, parte 1-8, punto 4.5.1 e 4.5.2

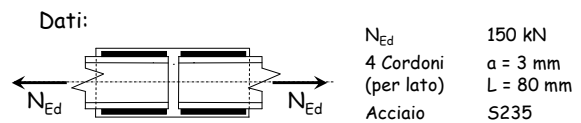
Esempio



1 - Determinazione di $f_{vw,d}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0.80 \times 1.25} = 207.8 \text{ MPa}$$

Esempio



2 - Verifica

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_c} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} < a L f_{vw,d} = \frac{3 \times 80 \times 207.8}{10^3} = 49.9 \text{ kN}$$

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa}$$

I cordoni sono verificati

Verifica di cordoni di saldatura con l'ellissoide di rotazione

Richiede la valutazione delle diverse componenti di tensione sulla sezione di gola

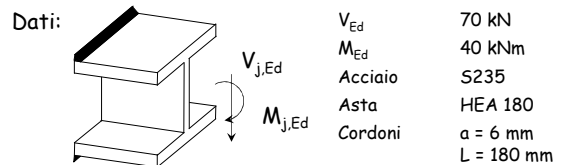
$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{uw}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.58 f_{uw})^2} \leq 1$$

o in alternativa ...

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_{uw} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

β_w e γ_{M2} hanno lo stesso significato fisico ed assumono gli stessi valori mostrati nel caso di dominio sferico NTC08, punto 4.2.8.2.1

Esempio

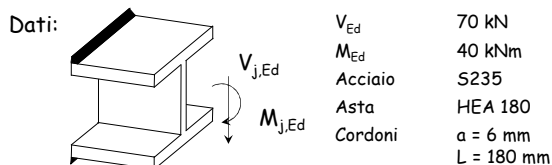


1 - Determinazione delle tensioni dovute al taglio

$$F_v = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ kN}$$

F_v Forza verticale applicata sul cordone per effetto del taglio

Esempio

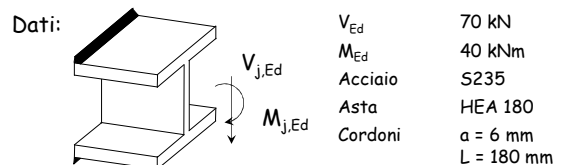


1 - Determinazione delle tensioni dovute al taglio

$$\sigma_{\perp}^v = \frac{F_v \cos(45^\circ)}{a L} = \frac{35 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 22.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp}^v = \frac{F_v \sin(45^\circ)}{a L} = \frac{35 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 22.9 \text{ MPa}$$

Esempio



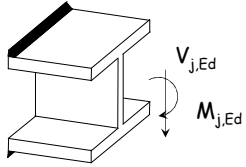
2 - Determinazione delle tensioni dovute al Momento

$$F_m = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{40}{0.171} = 233.9 \text{ kN}$$

F_m Forza orizzontale applicata sul cordone per effetto del momento flettente

Esempio

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

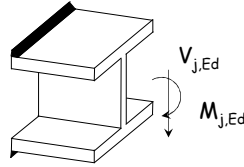
2 - Determinazione delle tensioni dovute al Momento

$$\sigma_{\perp}^M = \frac{F_M \sin(45^\circ)}{a L} = \frac{233.9 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 153.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp}^M = \frac{F_M \cos(45^\circ)}{a L} = \frac{233.9 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 153.2 \text{ MPa}$$

Esempio

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

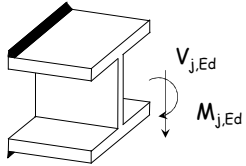
3 - Determinazione delle tensioni totali

$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp}^V + \sigma_{\perp}^M = 22.9 + 153.2 = 176.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = -\tau_{\perp}^V + \tau_{\perp}^M = -22.9 + 153.2 = 130.3 \text{ MPa}$$

Esempio

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

4 - Verifica

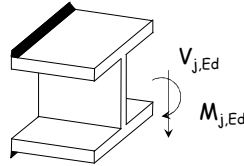
$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau_{\perp}^2} = \sqrt{176.1^2 + 3 \times 130.3^2} = 286.3 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ MPa}$$

I cordoni sono verificati

Esempio

Dati:

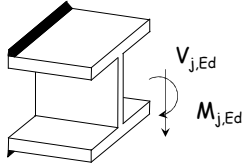


V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

E se avessi eseguito la verifica con il dominio sferico?

Esempio

Dati:



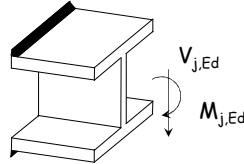
V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

1 - Determinazione di $f_{vw,d}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0.80 \times 1.25} = 207.8 \text{ MPa}$$

Esempio

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

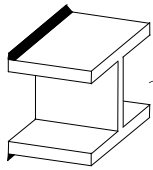
2 - Calcolo la forza agente sul cordone

$$F_V = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ kN} \quad F_M = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{40}{0.171} = 233.9 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_V^2 + F_M^2} = \sqrt{35^2 + 233.9^2} = 236.5 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

3 - Verifica

$$F_{Ed} = 236.5 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} > a L f_{vw,d} = \frac{6 \times 180 \times 207.8}{10^3} = 224.4 \text{ kN}$$

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa}$$

I cordoni non sono verificati

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura

Le NTC08 consentono anche l'uso della sfera mozza:

$$t = \sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2} \leq \beta_1 f_y$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_y$$

β_1 e β_2 tengono conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$$\beta_1 = 0.85 \quad \beta_2 = 1.00 \quad \text{Per S235}$$

$$\beta_1 = 0.70 \quad \beta_2 = 0.85 \quad \text{Per S275 ed S355}$$

Dominio ormai superato, introdotto per ottenere gli stessi risultati delle tensioni ammissibili NTC08, punto 4.2.8.2.1

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progetto di aste e collegamenti in acciaio

10 - Collegamenti trave-colonna

Spoletto
2-4 febbraio 2012
Aurelio Ghersi

Tipi di collegamenti in funzione della resistenza

1. Collegamento a parziale ripristino di resistenza
In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto
2. Collegamento a completo ripristino di resistenza
In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione ultime del meno resistente tra gli elementi collegati

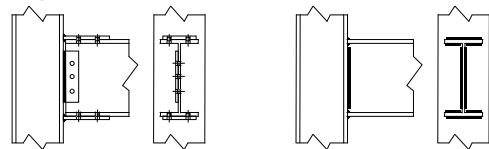
Tipi di collegamenti in funzione della rigidità

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Impedisce rotazioni relative
2. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente
 - Non impedisce rotazioni relative

Tipi di collegamenti

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Impedisce rotazioni relative *

Collegamenti saldati

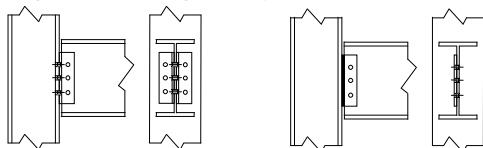


* Nota: è importante anche la rigidità del nodo

Tipi di collegamenti

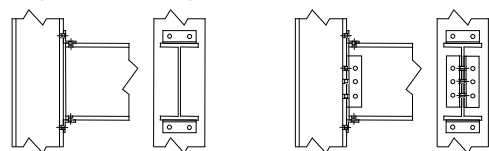
2. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente
 - Non impedisce rotazioni relative

Collegamenti con angolari o piastra d'anima

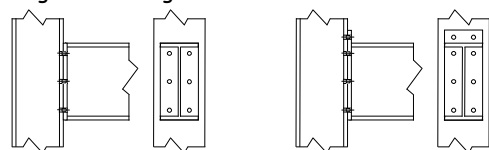


Altri esempi di collegamento

Collegamenti con angolari



Collegamenti flangiati



Resistenza

Resistenza di un giunto

- Il giunto è costituito da varie componenti, ciascuna delle quali ha un limite di resistenza
- La resistenza del giunto è dettata dalla resistenza minore delle sue componenti

Resistenza delle componenti

The diagram illustrates the resistance of components in a welded connection. It shows a section Z (a rectangular area with a cross-section symbol) and a flange (a horizontal plate). The flange is subjected to a shear force $F_t = M_{j,Ed} / z$ and a bending moment $M_{j,Ed}$. The column web (ala colonna) is shown in three states: compression (a shaded area on the right), tension (a shaded area on the left), and a combined state (a shaded area on the right with a horizontal arrow pointing right).

flangia

ala colonna

anima colonna (a taglio)

anima colonna (a compressione)

anima colonna (a trazione)

Verifica del giunto

1. Si valuta la forza resistenza $F_{i,Rd}$ di ciascun componente
2. Si valuta il momento resistente $M_{j,Rd}$ moltiplicando la resistenza minima $F_{i,Rd,min}$ per il braccio z

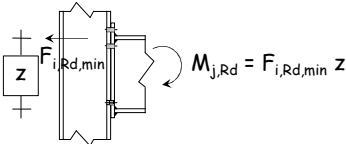


Diagram illustrating the calculation of the design moment resistance $M_{j,Rd}$ for a bolted joint. The diagram shows a bolted connection with a lever arm z and the design resistance of the bolt $F_{i,Rd,min}$. The resulting design moment resistance is given by the equation:

$$M_{j,Rd} = F_{i,Rd,min} z$$

3. Si confronta $M_{j,Rd}$ con $M_{j,Ed}$

Esempio - Dati

HEA220
IPE300
 $V_{j,Ed}$
 $M_{j,Ed}$

w , c_2 , t_w , n , s , s_1 , s_2 , d_2 , d_1

Acciaio S275

Bulloni M20, classe 6.8

Piatto della flangia

$t_p = 15 \text{ mm}$
 $b_p = 200 \text{ mm}$
 $h_p = 420 \text{ mm}$
 $e_p = 50 \text{ mm}$
 $m_x = e_x = 50 \text{ mm}$
 $u = 20 \text{ mm}$

Saldature

$a_w = 4 \text{ mm}$
 $a_f = 6 \text{ mm}$

Colonna

$t_{wc} = 7 \text{ mm}$
 $t_{fc} = 11 \text{ mm}$
 $r_c = 18 \text{ mm}$

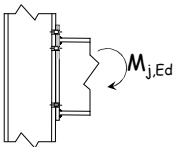
Trave

$t_{fb} = 10.7$
 $t_{wb} = 7.1$

Esempio

Resistenza della flangia

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 25 \text{ mm}$
	Bulloni	$m = 43,2 \text{ mm}$
		$e_x = 50 \text{ mm}$



The diagram shows a cross-section of a flange connection. On the left, a vertical plate (the flange) is shown with a jagged edge. It is connected to a horizontal plate (the web) on the right. Two bolts are shown connecting the flange to the web. A curved arrow labeled $M_{J,Ed}$ indicates a bending moment applied to the web, causing it to rotate clockwise.

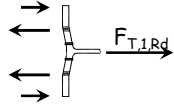
Già dimensionato in precedenza

Si è tenuto conto dell'effetto leva

Si sono considerati i tre meccanismi di collasso

Esempio Resistenza della flangia

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$ $m = 27.9 \text{ mm}$ $e_x = 50 \text{ mm}$



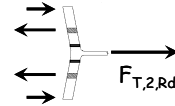
$$L_{eff} = 200 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{L_{eff} t_p^2 f_y}{4 \gamma_{MO}} = \frac{200 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1.05 \times 10^6} = 2.95 \text{ kN m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2.95}{27.9 \times 10^{-3}} = 423.0 \text{ kN} \quad \text{Ma il bullone non ce la fa}$$

Esempio Resistenza della flangia

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$ $m = 27.92 \text{ mm}$ $e_x = 50 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8



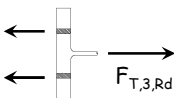
$$M_{pl,Rd} = 2.95 \text{ kN m}$$

$$\min(F_{t,Rd}, B_{b,Rd}) = 105.8 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n_b \min(F_{t,Rd}, B_{b,Rd}) e_x}{m + e_x} = 347.5 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza della flangia

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$ $m = 27.9 \text{ mm}$ $e_x = 50 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

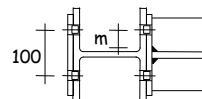
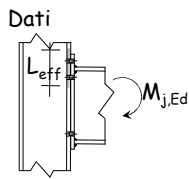


$$F_{T,3,Rd} = n_b F_{t,Rd} = 4 \times 105.8 = 423.2 \text{ kN}$$

$$F_{T,fb,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(423.0, 347.5, 423.2) = 347.5 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza dell'ala della colonna

Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$ $t_{w,c} = 7 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$
		$m = 32.1 \text{ mm}$

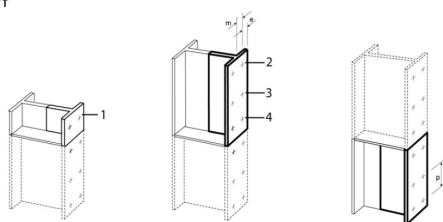


$$m = 50 - t_{w,c} / 2 - 0.8 r_c = 32.1 \text{ mm}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.4

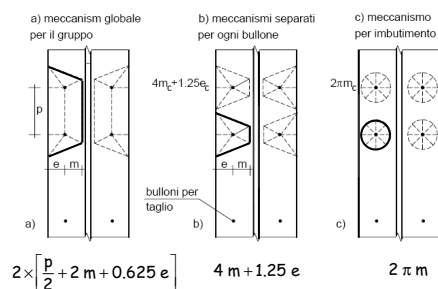
Indicazioni per la determinazione dell'altezza efficace della colonna

- Una porzione di colonna viene modellata con un elemento a T equivalente
- L'altezza di questa porzione di colonna rappresenta L_{eff}



EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.4

- Possibili meccanismi di rottura, che definiscono differenti valori di L_{eff}



$$2 \times \left[\frac{p}{2} + 2m + 0.625e \right]$$

$$4m + 1.25e$$

$$2\pi m$$

Indicazioni per la determinazione dell'altezza efficace della colonna

- Una porzione di colonna viene modellata con un elemento a T equivalente
- L'altezza di questa porzione di colonna rappresenta L_{eff}

Table 6.4: Effective lengths for an unstiffened column flange

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	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$
End bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Mode 1:	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$		The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	
Mode 2:	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$		The smaller of: $\pi m + p$ $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$	
Mode 1:	$L_{eff1} = L_{eff,ai}$ but $L_{eff1} \leq L_{eff,op}$		$\sum L_{eff1} = \sum L_{eff,ai}$ but $\sum L_{eff1} \leq \sum L_{eff,op}$	
Mode 2:	$L_{eff2} = L_{eff,ai}$		$\sum L_{eff2} = \sum L_{eff,ai}$	

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.4

Esempio Resistenza dell'ala della colonna

- Larghezza efficace

Table 6.4: Effective lengths for an unstiffened column flange

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	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$	$L_{eff,ai}$
End bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Mode 1:	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$		The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	
Mode 2:	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$		The smaller of: $\pi m + p$ $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$	
Mode 1:	$L_{eff1} = L_{eff,ai}$ but $L_{eff1} \leq L_{eff,op}$		$\sum L_{eff1} = \sum L_{eff,ai}$ but $\sum L_{eff1} \leq \sum L_{eff,op}$	
Mode 2:	$L_{eff2} = L_{eff,ai}$		$\sum L_{eff2} = \sum L_{eff,ai}$	

$$2m + 0,625e = 95,5 \text{ mm}$$

$$0,5p = 40,0 \text{ mm}$$

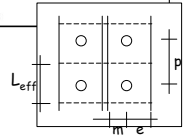
$$L_{eff} = 135,5 \text{ mm} \times 2$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.4

$$m = 32,1 \text{ mm}$$

$$e = 50,0 \text{ mm}$$

$$p = 80,0 \text{ mm}$$



Esempio Resistenza dell'ala della colonna

Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$ $t_{w,c} = 7 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$ $m = 32,1 \text{ mm}$ $L_{eff} = 271,0 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

Si tiene conto dell'effetto leva

Si considerano i tre meccanismi di collasso

Esempio Resistenza dell'ala della colonna

Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$ $t_{w,c} = 7 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$ $m = 32,1 \text{ mm}$ $L_{eff} = 271,0 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

$$M_{pl,Rd} = \frac{L_{eff} t_{f,c}^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = \frac{271 \times 11^2 \times 275}{4 \times 1,05 \times 10^6} = 2,15 \text{ kN m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2,15}{32,1 \times 10^{-3}} = 267,5 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza dell'ala della colonna

Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$ $t_{w,c} = 7 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$ $m = 32,1 \text{ mm}$ $L_{eff} = 271,0 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

$$M_{pl,Rd} = 2,15 \text{ kN m}$$

$$\min(F_{T,Rd}, B_{b,Rd}) = 105,8 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n_b \min(F_{T,Rd}, B_{b,Rd}) e_x}{m + e_x} = 310,1 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza dell'ala della colonna

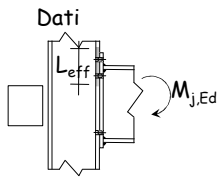
Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$ $t_{w,c} = 7 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$ $m = 32,1 \text{ mm}$ $L_{eff} = 271,0 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

$$F_{T,Rd} = \frac{0,9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 245 \times 600}{1,25 \times 10^3} = 105,8 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times \pi \times 30 \times 11 \times 430}{1,25 \times 10^3} = 214,0 \text{ kN}$$

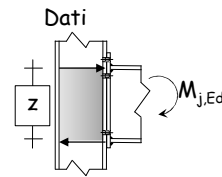
$$F_{T,3,Rd} = 4 F_{T,Rd} = 4 \times 105,8 = 423,4 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza dell'ala della colonna



$$F_{T,fc,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(267.5, 310.1, 423.4) = 267.5 \text{ kN}$$

Esempio Resistenza anima colonna soggetta a taglio



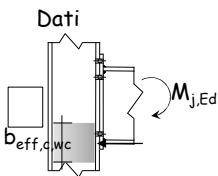
Acciaio	S275
Colonna	$A = 64.3 \text{ cm}^2$
	$h_f = 210 \text{ mm}$
	$b_f = 220 \text{ mm}$
	$t_{fc} = 11 \text{ mm}$
	$r_c = 18 \text{ mm}$

$$A_{vc} = 20.67 \text{ cm}^2$$

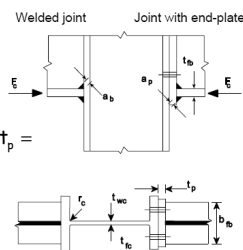
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{20.67 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.05} \times 10^{-1} = 312.6 \text{ kN}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.1

Esempio Resistenza anima colonna in compressione



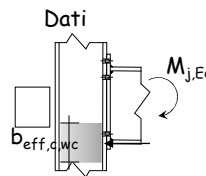
Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$
	$r_c = 18 \text{ mm}$
Trave	$t_{f,b} = 10.7 \text{ mm}$



$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p = 202.7 \text{ mm}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Esempio Resistenza anima colonna in compressione



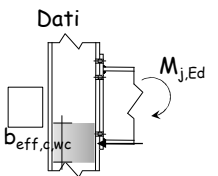
L'anima si verifica come asta compressa

- ρ is the reduction factor for plate buckling:
- if $\bar{\lambda}_p \leq 0.72$: $\rho = 1.0$
 - if $\bar{\lambda}_p > 0.72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$
- $\bar{\lambda}_p$ is the plate slenderness:
- $$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$
- for a rolled I or H section column: $d_{wc} = h_c - 2(t_k + r_c)$
 - for a welded I or H section column: $d_{wc} = h_c - 2(t_k + \sqrt{2} a_p)$

$$F_{c,wc,Rd} = \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Esempio Resistenza anima colonna in compressione



L'anima si verifica come asta compressa

Si ottiene:

$$d_{wc} = 152 \text{ mm}$$

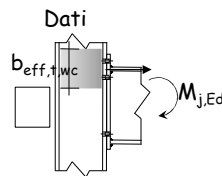
$$\bar{\lambda}_p = 2.259$$

$$\rho = 0.403$$

$$F_{c,wc,Rd} = \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.403 \times 202.7 \times 7 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 149.9 \text{ kN}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Esempio Resistenza anima colonna in trazione



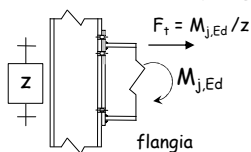
La larghezza di riferimento coincide con la larghezza efficace del T-stub esaminato per la verifica dell'ala della colonna

$$b_{eff,t,wc} = L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$$

$$F_{t,cw,Rd} = b_{eff,t,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 271 \times 7 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 496.8 \text{ kN}$$

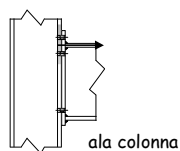
EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.3

Esempio Riepilogo delle resistenze



$$F_{T,fb,Rd} = 347.5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

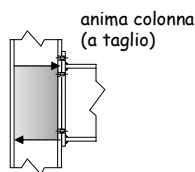


$$F_{T,fc,Rd} = 267.5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 77.4 \text{ kNm}$$

Non va bene
Occorre irrigidire

Esempio Riepilogo delle resistenze

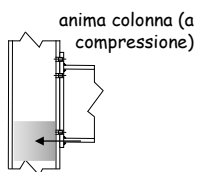


$$V_{pl,Rd} = 312.6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 90.4 \text{ kNm}$$

Non va bene
Occorre irrigidire

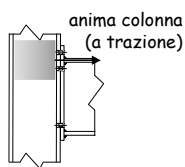
Esempio Riepilogo delle resistenze



$$F_{c,wc,Rd} = 149.9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 43.4 \text{ kNm}$$

Non va bene
Occorre irrigidire

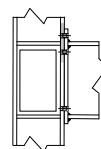
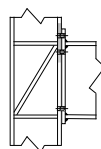


$$F_{t,cw,Rd} = 496.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 143.7 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

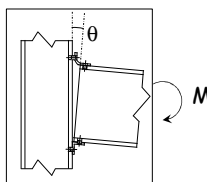
Esempio resistenza della sezione

- Se non si rinforza il collegamento, la sua resistenza è il minore tra i valori indicati, cioè 43.4 kN, nettamente inferiore al necessario
- Per mantenere la resistenza voluta occorre inserire piatti in corrispondenza delle ali e rinforzare anche l'anima (con un piatto diagonale o piatti saldati sull'anima)



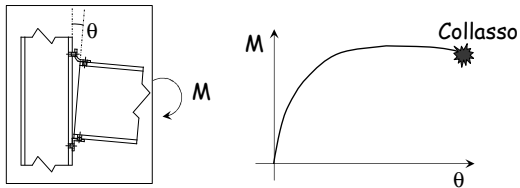
Rigidezza

Comportamento sperimentale



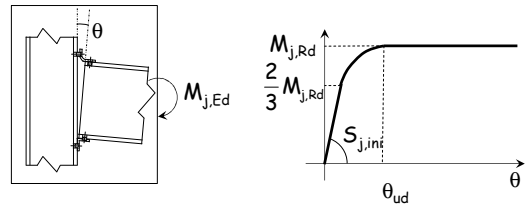
- Le varie parti del collegamento (angolari, bulloni, zone tese e compresse della trave e della colonna) sono deformabili
- La deformazione di queste parti provoca la rotazione relativa tra trave e colonna
- Il comportamento è intermedio tra quello di una cerniera e quello di un incastro

Comportamento sperimentale



- Il collegamento può essere simulato mediante una molla rotazionale di opportuna rigidezza
- L'esame del comportamento fino al collasso mostra che il legame $M-\theta$ è non lineare, dunque la rigidezza della molla non è costante

Rigidezza rotazionale

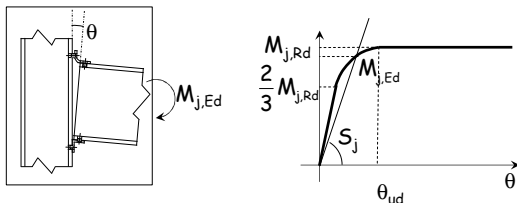


se $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella iniziale $S_{j,ini}$

La rigidezza iniziale $S_{j,ini}$ si valuta con il metodo delle componenti

EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.1

Rigidezza rotazionale



se $M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella secante S_j

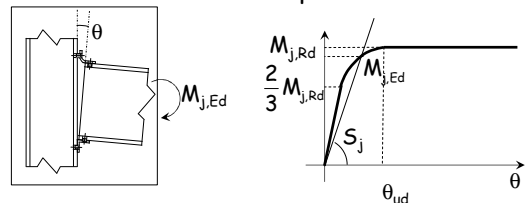
$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \quad \mu = \left(1.5 \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi$$

o in alternativa ...

Connessione	ψ
Saldata o flangiata	2.7
Con angolari	3.1
Con piastra di base	2.7

EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.1

Rigidezza rotazionale metodo semplificato

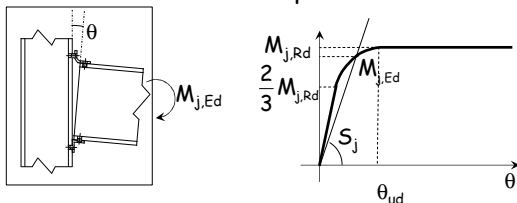


se $M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella secante S_j

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad \eta = \begin{cases} 2 & \text{per collegamenti trave-colonna} \\ 3 \div 3.5 & \text{per altri tipi di collegamento} \end{cases}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.1

Rigidezza rotazionale metodo semplificato



Si usa $S_{j,ini}$ per verifiche allo SLE

Si usa $S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$ per verifiche allo SLU

Tipi di collegamenti

- ~~1. Collegamento rigido (ad incastro)~~
 - ~~• In grado di trasmettere momento flettente~~
 - ~~• Impedisce rotazioni relative~~

I collegamenti reali sono semi-rigidi

- ~~2. Collegamento a cerniera~~
 - ~~• Non trasmette momento flettente~~
 - ~~• Non impedisce rotazioni relative~~

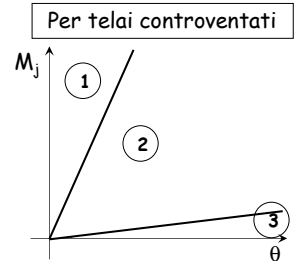
Tipi di collegamenti

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Consente rotazioni relative modeste
2. Collegamenti semi-rigidi
3. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente apprezzabile
 - Consente grandi rotazioni relative

Tipi di collegamenti

La classificazione si esegue in funzione della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$, del tipo di telaio, del momento d'inerzia della trave I_b e luce della trave L_b

1. $S_{j,ini} > 8 \frac{EI_b}{L_b}$, incastro
2. Collegamenti semi-rigidi
3. $S_{j,ini} < 0.5 \frac{EI_b}{L_b}$, cerniera

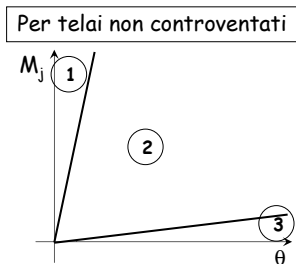


EN 1993, parte 1-8, punto 5.2.2.5

Tipi di collegamenti

La classificazione si esegue in funzione della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$, del tipo di telaio, del momento d'inerzia della trave I_b e luce della trave L_b

1. $S_{j,ini} > 25 \frac{EI_b}{L_b}$, incastro
2. Collegamenti semi-rigidi
3. $S_{j,ini} < 0.5 \frac{EI_b}{L_b}$, cerniera



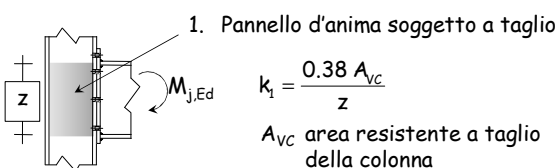
EN 1993, parte 1-8, punto 5.2.2.5

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidità di ciascun componente
3. Si assemblano i diversi componenti e si valuta la rigidità complessiva del nodo

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidità di ciascun componente



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

Note sulle formule

- Pannello d'anima soggetto a taglio

$$\delta = \frac{\chi V}{G A} l = \frac{V}{G A_v} l$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E \approx 0.38 E$$

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G A_v}{l} = E \frac{G/E A_v}{l} = E \frac{0.38 A_v}{z}$$

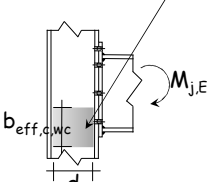
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

2. Anima della colonna in compressione

$$k_2 = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$$

t_{wc} spessore anima colonna
 d_c altezza anima colonna (al netto dei raccordi circolari)
 $b_{eff,t,wc}$ altezza efficace



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

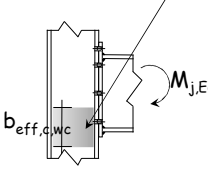
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

2. Anima della colonna in compressione

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

t_{fb} spessore ala trave
 a_p altezza di gola cordone
 t_{fc} spessore ala colonna
 s_p 1÷2 volte lo spessore del piatto



EN 1993, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Note sulle formule

- Pannello d'anima soggetto a compressione

$$\delta = \frac{Nl}{EA}$$

$$k = \frac{N}{\delta} = \frac{EA}{l} = E \frac{b t}{l} = E \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$$

- Nella formula di normativa compare un ulteriore 0.7 Perché?

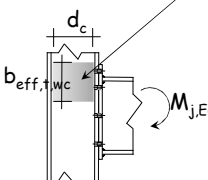
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

3. Anima della colonna in trazione

$$k_3 = \frac{0.7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$$

t_{wc} spessore anima colonna
 d_c altezza anima colonna (al netto dei raccordi circolari)
 $b_{eff,t,wc}$ altezza efficace



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

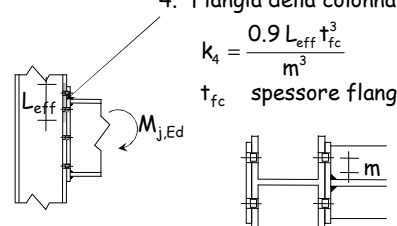
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

4. Flangia della colonna in flessione

$$k_4 = \frac{0.9 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$$

t_{fc} spessore flangia colonna



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

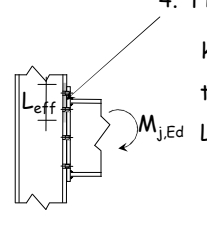
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

4. Flangia della colonna in flessione

$$k_4 = \frac{0.9 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3} \times 2 \quad (\text{due file di bulloni})$$

t_{fc} spessore flangia colonna
 L_{eff} larghezza efficace flangia dell'elemento equivalente a T



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

Note sulle formule

- Pannello d'ala soggetto a flessione

$$\delta = \frac{F l^3}{3 E I}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{3 E I}{l^3} = E \frac{3 b t^3 / 12}{l^3} = E \frac{0.25 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$$

- Nella formula di normativa compare 0.9 anziché 0.25
Perché?

Metodo delle componenti

- Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
- Si valuta la rigidezza di ciascun componente

- Flessione della piastra

$$k_5 = \frac{0.9 L_{eff} t_p^3}{m^3} \times 2 \quad (\text{due file di bulloni})$$

t_p spessore piastra
 L_{eff} larghezza efficace piastra esterna alla trave dell'elemento equivalente a T

EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

Metodo delle componenti

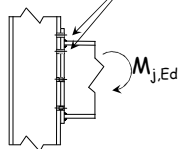
- Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
- Si valuta la rigidezza di ciascun componente

- Bulloni tesi

$$k_6 = \frac{1.6 A_{res}}{L_b}$$

A_{res} area resistente del bullone

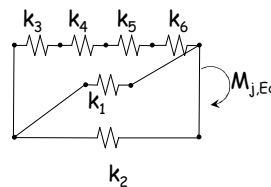
L_b lunghezza della parte del bullone soggetta a trazione



EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.2

Metodo delle componenti

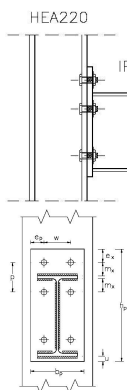
- Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
- Si valuta la rigidezza di ciascun componente
- Si assemblano i diversi componenti e si valuta la rigidezza complessiva del nodo



$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum_{i=1}^6 \frac{1}{k_i}}$$

EN 1993, parte 1-8, punto 6.3.1

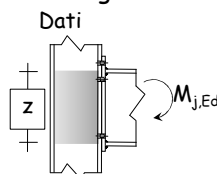
Esempio - Dati



Acciaio	S275
Bulloni	M20, classe 6.8
Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$ $b_p = 200 \text{ mm}$ $h_p = 420 \text{ mm}$ $e_p = 50 \text{ mm}$ $m_x = e_x = 50 \text{ mm}$ $u = 20 \text{ mm}$
Saldature	$a_w = 4 \text{ mm}$ $a_f = 6 \text{ mm}$
Colonna	$t_{wc} = 7 \text{ mm}$ $t_{fc} = 11 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$
Trave	$t_{fb} = 10.7$ $t_{wb} = 7.1$

Esempio

Rigidezza anima colonna soggetta a taglio



$$k_1 = \frac{0.38 A_{Vc}}{z} = 2.71 \text{ mm}$$

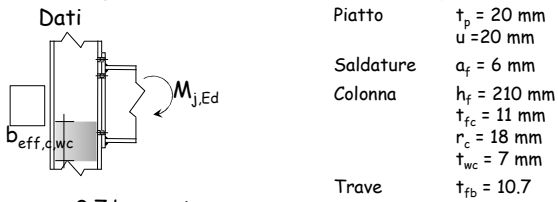
$$A_{Vc} = 2060 \text{ mm}^2$$

$$z = 289.3 \text{ mm}$$

Colonna	$A = 64.3 \text{ cm}^2$ $h_f = 210 \text{ mm}$ $b_f = 220 \text{ mm}$ $t_{fc} = 11 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$
Trave	$t_{fb} = 10.7$

Esempio

Rigidezza anima colonna in compressione



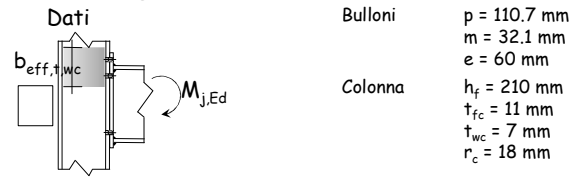
$$k_2 = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} = 6.53 \text{ mm}$$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_f + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_p = 202.7 \text{ mm}$$

$$d_c = 152 \text{ mm}$$

Esempio

Rigidezza anima colonna in trazione



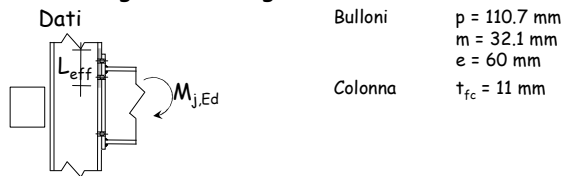
$$k_3 = \frac{0.7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = 8.74 \text{ mm}$$

$$b_{eff,t,wc} = 271.0 \text{ mm}$$

$$d_c = 152 \text{ mm}$$

Esempio

Rigidezza flangia colonna in flessione

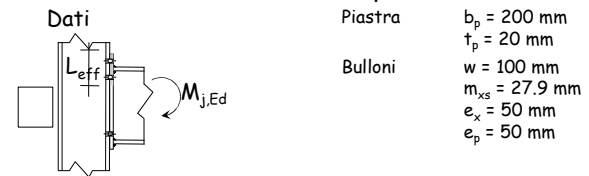


$$k_4 = \frac{0.9 L_{eff}^3 t_{fc}^3}{m^3} \times 2 = 19.63 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = b_{eff,t,wc} = 271.0 \text{ mm}$$

Esempio

Flessione della piastra

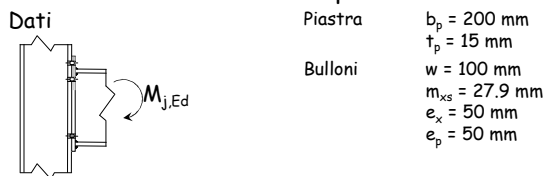


$$k_5 = \frac{0.9 L_{eff}^3 t_p^3}{m_{xs}^3} \times 2 \text{ (è una semplificazione perché la fila inferiore è vincolata diversamente)}$$

$$L_{eff} = 200 \text{ mm}$$

Esempio

Flessione della piastra

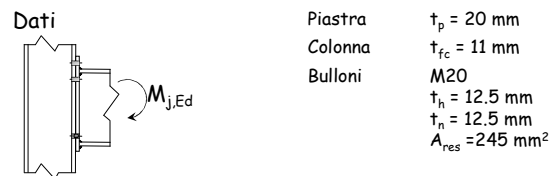


$$k_5 = \frac{0.9 L_{eff}^3 t_p^3}{m_{xs}^3} \times 2 = 56.19 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = 200 \text{ mm}$$

Esempio

Bulloni tesi



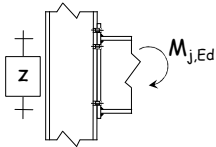
$$k_6 = n_b \frac{1.6 A_{res}}{L_b} = 36.05 \text{ mm}$$

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0.5 (t_h + t_n) = 43.5 \text{ mm}$$

Esempio Calcolo $S_{j,ini}$

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum_{i=1}^6 \frac{1}{k_i}} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

$$z = 300 - 10.7 = 289.3 \text{ mm}$$



Componente	k_i (mm)	$1/k_i$ (mm ⁻¹)
1	2.71	0.3696
2	6.53	0.1531
3	8.74	0.1145
4	19.63	0.0509
5	56.19	0.0178
6	36.05	0.0277
Totale		0.7336

Esempio Classificazione collegamento

Limite superiore (telaio non controventato):

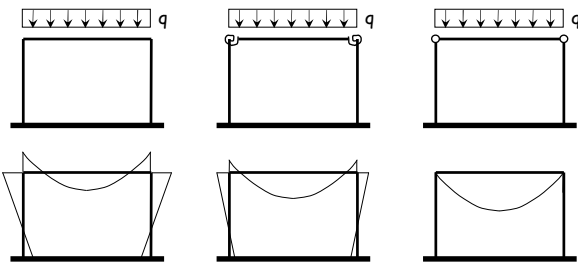
$$S_{j,ini} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} < 25 \frac{EI}{L_b} = 25 \frac{210000 \times 8356}{500 \times 10^3} = 87738 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

Limite inferiore:

$$S_{j,ini} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} > 0.5 \frac{EI}{L_b} = 0.5 \frac{210000 \times 8356}{500 \times 10^3} = 1755 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

Il collegamento è semi-rigido

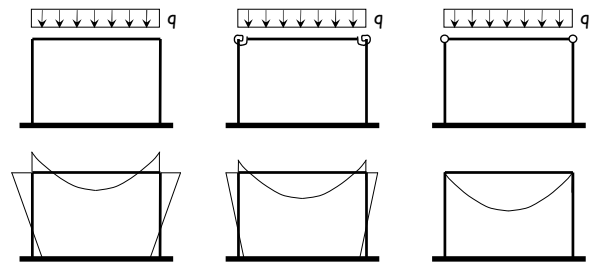
Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Momenti Trave

- Minori rispetto al caso dello schema con cerniere
- Maggiori o minori rispetto al caso dello schema con nodi rigidi

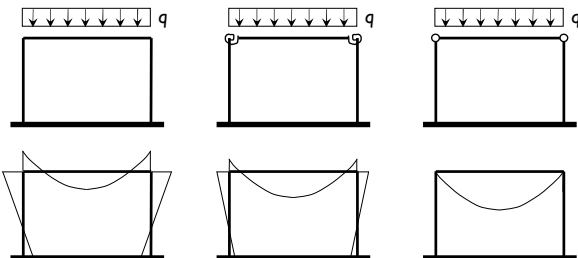
Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Colonna

- Sollecitata a presso-flessione
- Generalmente minori rispetto al caso dello schema con nodi rigidi

Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Momento collegamento

- Maggiore rispetto al caso dello schema con cerniere
- Minore rispetto al caso dello schema con nodi rigidi