



EUROCODE 3

- Norma Europea finalizzata a regolamentare la progettazione e la costruzione di strutture in acciaio, principalmente in campo civile
- Inserita in una vasta famiglia di norme che regolamentano le strutture civili

PROBLEMI CHE SI INTENDE RISOLVERE CON GLI EUROCODEs

- Problemi connessi con progetto e costruzione in paesi diversi
- Unica regolamentazione nell'intero mercato Europeo
- Facilitare la concorrenza e l'esecuzione di lavori in altri paesi
- Facilitare il trasferimento tra attività di ricerca e normative
- Formare una base comune per manuali, strumenti di progetto e materiale didattico in paesi diversi

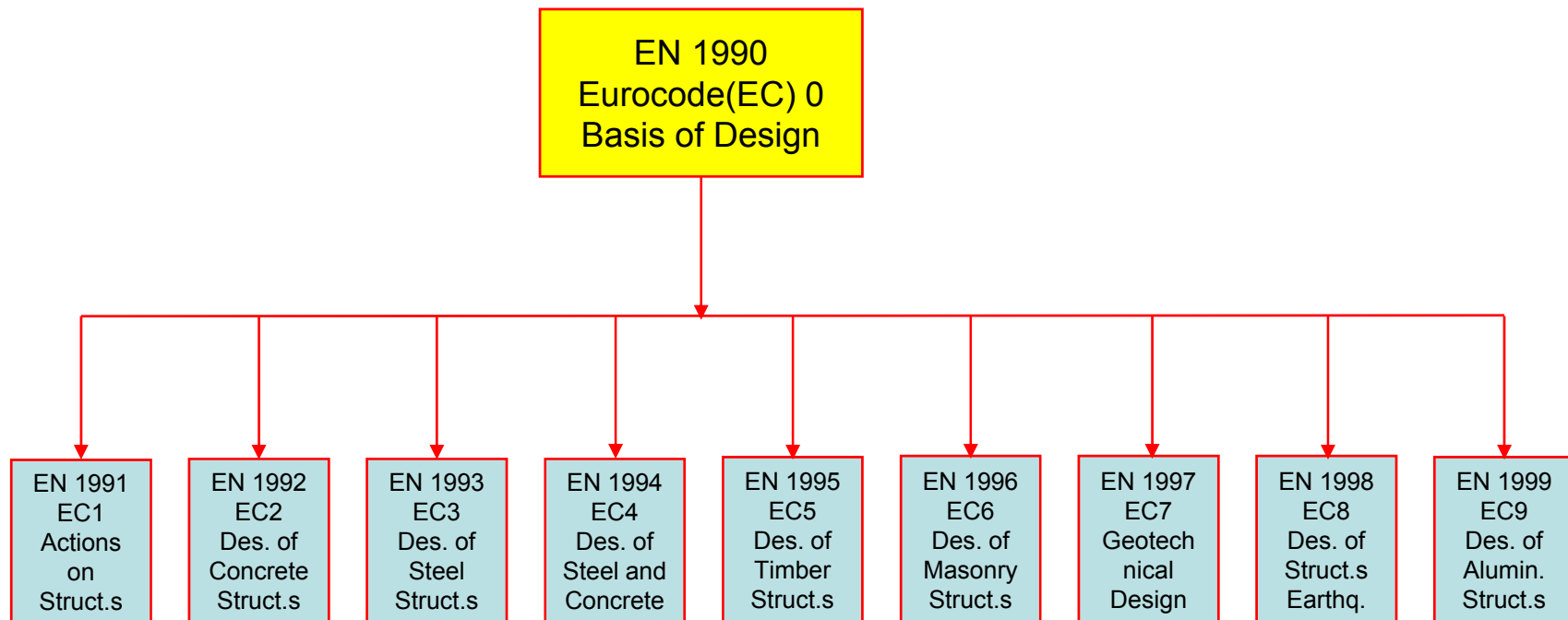


SCOPI PRINCIPALI DEGLI EUROCODEs

- Garantire strutture sicure e capaci di fornire le prestazioni richieste
- Fornire regole sufficientemente chiare da limitare al minimo i contenziosi
- Facilitare la competizione di mercato internazionale
- Permettere l'innovazione garantendo contemporaneamente i principi essenziali di sicurezza



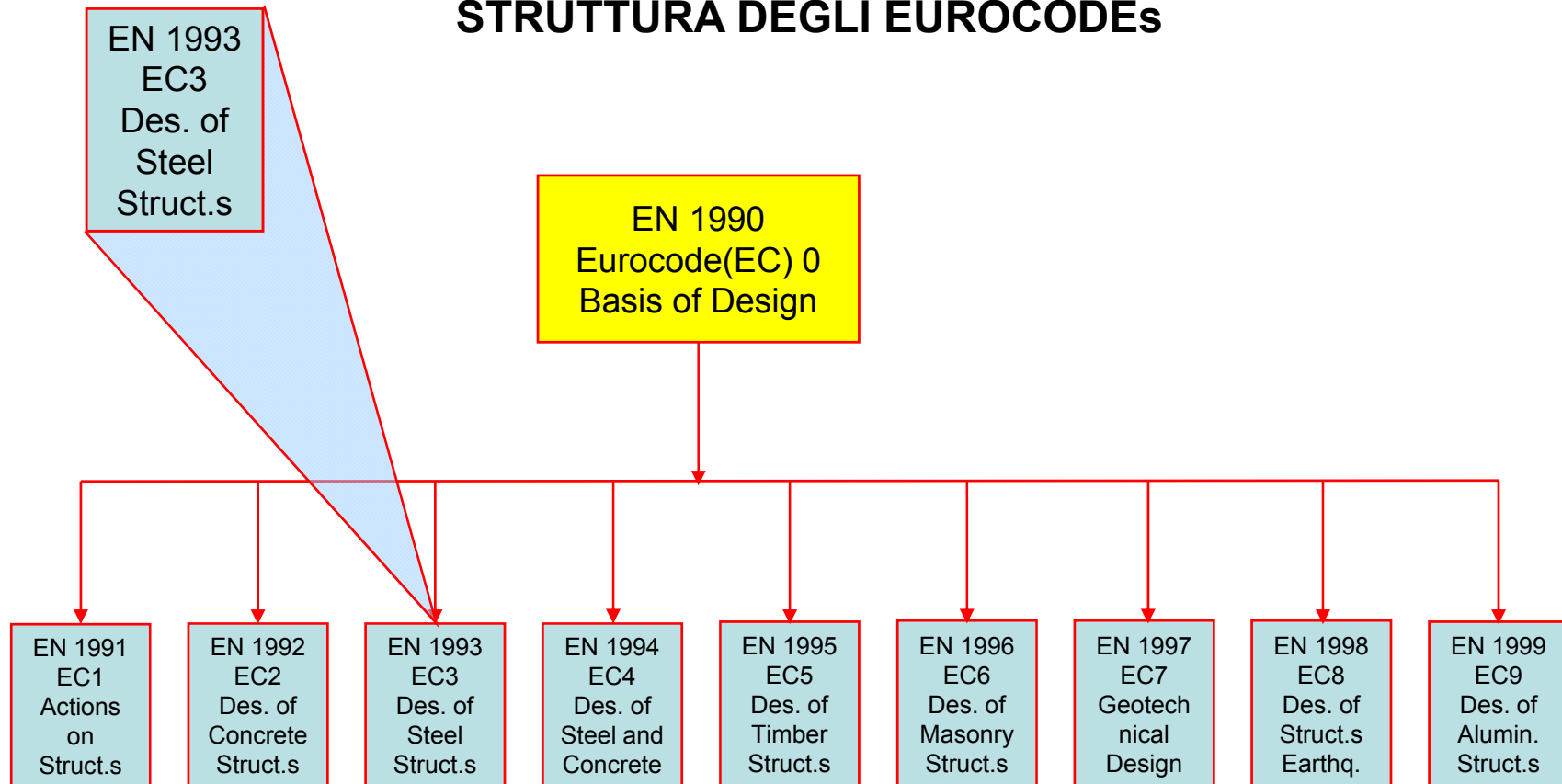
STRUTTURA DEGLI EUROCODEs



Tra le norme **non sono permesse duplicazioni di contenuti**, per cui nessuna di esse è completamente auto-consistente, ma si rende frequentemente necessario considerarle nel loro complesso. Es.: l'EC 3 non si può usare da solo, ma occorre integrarlo con l'EC 1 per i carichi agenti e con l'EC0 per le relative combinazioni ed i principi generali.



STRUTTURA DEGLI EUROCODEs





STRUTTURA DEGLI EUROCODEs

EN 1993
EC3
Des. of
Steel
Struct.s

EN 1993-1 : Regole generali e regole per gli edifici
EN 1993-2 : Ponti in acciaio
EN 1993-3 : Torri, pali e ciminiere
EN 1993-4 : Silos, serbatoi e condotte
EN 1993-5 : Pali e palancole
EN 1993-6 : Strutture per apparecchi di sollevamento



STRUTTURA DEGLI EUROCODEs

EN 1993
EC3
Des. of
Steel
Struct.s

EN 1993-1 : Regole generali e regole per gli edifici

EN 1993-2 : Ponti in acciaio

EN 1993-3 : Torri, pali e ciminiere

EN 1993-4 : Silos, serbatoi e condotte

EN 1993-5 : Pali e palancole

EN 1993-6 : Strutture per apparecchi di sollevamento

EN 1993-1-1 : Regole generali e regole per gli edifici

EN 1993-1-2 : Progettazione contro l'incendio

EN 1993-1-3 : Regole supplementari per l'impiego di profilati e lamiera sottili piegati a freddo

EN 1993-1-4 : Regole supplementari per acciai inox

EN 1993-1-5 : Elementi strutturali a lastra

EN 1993-1-6 : Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

EN 1993-1-7 : Strutture a lastra ortotropa caricate fuori del piano

EN 1993-1-8 : Progettazione dei collegamenti

EN 1993-1-9 : Fatica

EN 1993-1-10 : Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

EN 1993-1-11 : Progettazione di strutture con elementi tesi

EN 1993-1-12 : Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S700



STRUTTURA DEGLI EUROCODEs

EN 1993
EC3
Des. of
Steel
Struct.s

EN 1993-1 : Regole generali e regole per gli edifici

EN 1993-2 : Ponti in acciaio

EN 1993-3 : Torri, pali e ciminiere

EN 1993-4 : Silos, serbatoi e condotte

EN 1993-5 : Pali e palancole

EN 1993-6 : Strutture per apparecchi di sollevamento

EN 1993-1-1 : Regole generali e regole per gli edifici

EN 1993-1-2 : Progettazione contro l'incendio

EN 1993-1-3 : Regole supplementari per l'impiego di
profilati e lamiera sottili piegati a freddo

EN 1993-1-4 : Regole supplementari per acciai inox

EN 1993-1-5 : Elementi strutturali a lastra

EN 1993-1-6 : Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

EN 1993-1-7 : Strutture a lastra ortotropa caricate fuori del
piano

EN 1993-1-8 : Progettazione dei collegamenti

EN 1993-1-9 : Fatica

EN 1993-1-10 : Resilienza del materiale e proprietà
attraverso lo spessore

EN 1993-1-11 : Progettazione di strutture con elementi tesi

EN 1993-1-12 : Regole aggiuntive per l'estensione della
EN 1993 fino agli acciai di grado S700



ASPETTI PECULIARI DELL' EUROCODE 3

- Progettazione basata sul **Metodo Semi-probabilistico agli Stati limite**
- Considerazione della **capacità di resistenza delle sezioni** rispetto al **Collasso Plastico**
- Considerazione delle **capacità di resistenza delle sezioni** tenendo conto di potenziali **fenomeni di instabilità locale**
- Considerazione di analisi strutturali condotte in **campo plastico ed in grandi spostamenti**
- Considerazione nei modelli di analisi della **effettiva rigidità dei giunti strutturali** in funzione della loro forma costruttiva

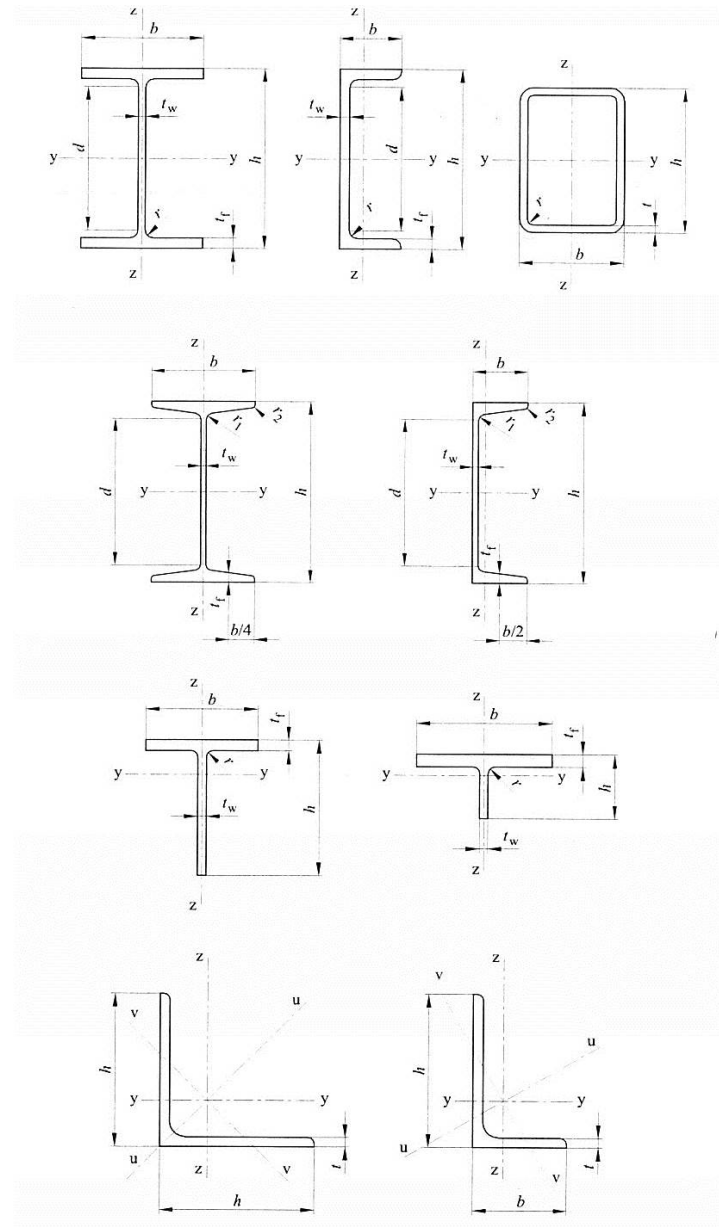
NOMENCLATURA, DIMENSIONI CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI PIÙ COMUNI E CONVENZIONE SUGLI ASSI

f_y = tensione di snervamento

f_u = tensione di rottura

ε_y = deformazione allo snervamento = f_y/E

ε_u = deformazione ultima corrispondente a f_u





MATERIALI

La norma, che si basa anche sullo sfruttamento delle capacità elasto-plastiche del materiale, include delle prescrizioni generali volte ad assicurare che il materiale stesso possieda una duttilità minima sufficiente.

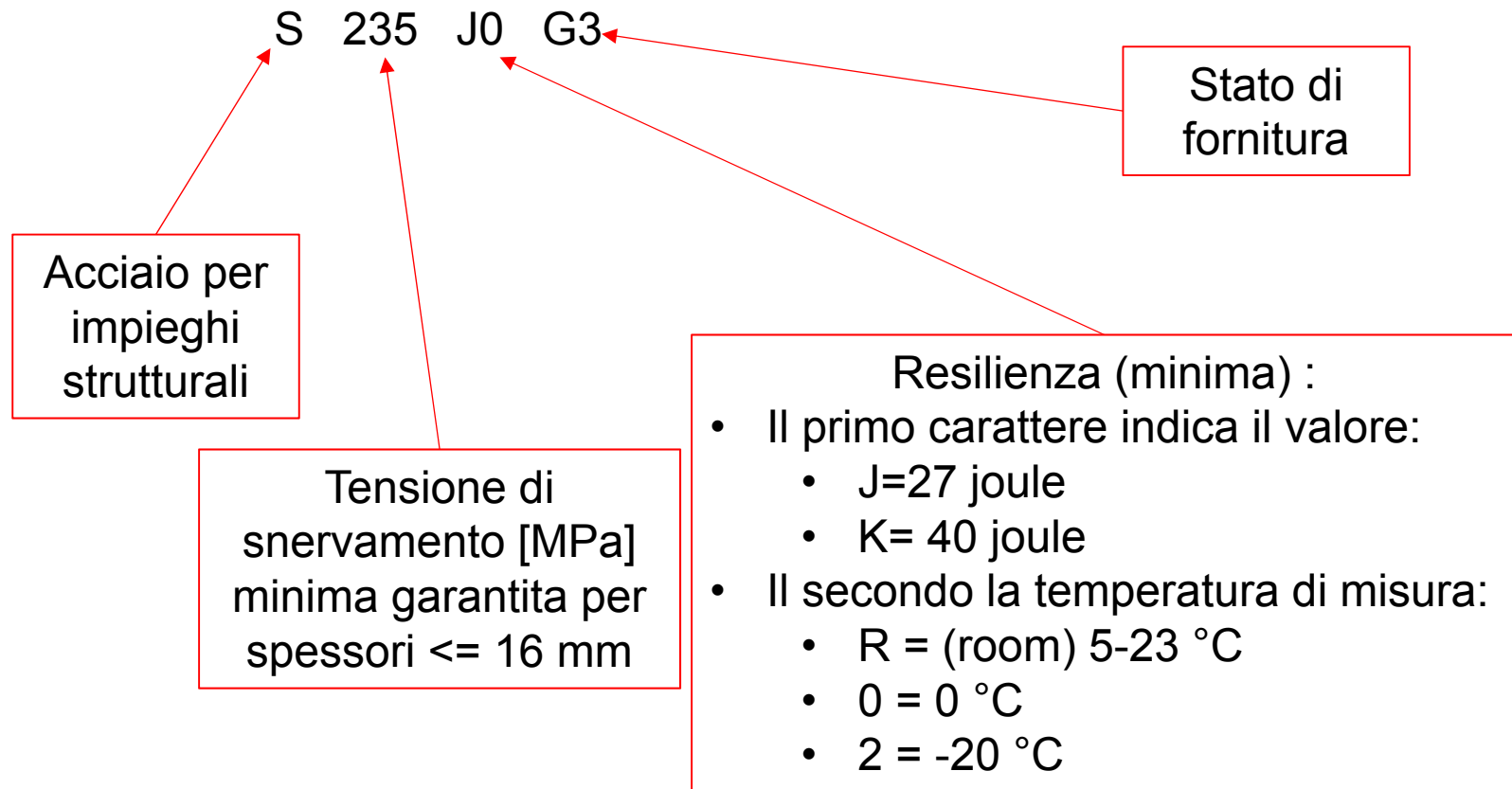
$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1.10$$

Allungamento a rottura $\geq 15\%$

$$\varepsilon_u \geq 15 \cdot \varepsilon_y$$

MATERIALI

Gli acciai esplicitamente considerati nella Norma sono indicati con una sigla del tipo:





MATERIALI

La norma fornisce le caratteristiche (dipendenti dallo spessore) da utilizzare nei calcoli per i materiali considerati.

Acciaio	Spessore ≤ 40 mm		40 mm ≤ Spessore ≤ 80 mm	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 420	420	520	390	520
S 460	460	540	430	540

Le altre caratteristiche da usare nei calcoli sono:

- $E = 210000$ MPa
- $G = 81000$ MPa
- $\nu = 0.3$
- $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ per °K (per $T \leq 100$ °C)
- $\rho = 7850$ kg/m³



REQUISITI DI BASE DEL PROGETTO DI UNA STRUTTURA (EN 1990)

Una struttura deve essere progettata per garantire un'adeguata:

- Resistenza strutturale → Stati Limite Ultimi (SLU)
- Funzionalità → Stati Limite di Servizio (SLS)
- Resistenza al fuoco → (per un periodo adeguato di tempo)
- Robustezza → (non essere danneggiata da eventi come esplosioni, impatti o conseguenze di errori umani in modo sproporzionato rispetto alla causa originaria).
- Durabilità → per l'intera vita utile progettazione per:
 - Corrosione
 - Usura
 - Fatica
 - Ispezione e manutenzione



REQUISITI DI BASE DEL PROGETTO DI UNA STRUTTURA (EN 1990)

Una struttura deve essere progettata per garantire un'adeguata:

- Resistenza strutturale
- Funzionalità
- Resistenza al fuoco
- Robustezza
- Durabilità

Tali requisiti di base si considerano soddisfatti ove sia usata la **progettazione semiprobabilistica agli stati limite** insieme al metodo dei fattori parziali, alle combinazioni di carico date nella EN 1990 (EC 0) ed alle azioni date nella EN 1991 (EC 1)



STATI LIMITE SECONDO EN 1990

Stato limite = condizione superata la quale la struttura in esame o uno dei suoi elementi costitutivi non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata

La norma EN 1990 considera due tipologie di **Stati Limite** nel progetto della struttura:

- **Stati Limite Ultimi:** se uno di tali SLU viene superato ci si attende il collasso immediato della struttura; si considerano quattro meccanismi di cedimento principali:
 - EQU: perdita dell'equilibrio statico
 - STR: cedimento interno o eccesso di deformazione
 - GEO: collasso del terreno su cui poggia la struttura
 - FAT: rottura per fatica
- **Stati Limite di Servizio:** se uno di tali SLS viene superato ci si attende la perdita di funzionalità della struttura, che può essere:
 - Reversibile: se gli effetti scompaiono quando ne viene rimossa la causa (Es.: un eccesso di vibrazioni)
 - Irreversibile: se gli effetti rimangono anche dopo la rimozione della causa (Es.: piccoli imbozzamenti o deformazioni plastiche locali)



VERIFICA TRADIZIONALE BASATA SULLE TENSIONI AMMISSIBILI

Tensione max. $\sigma_{\max} \leq \sigma_{amm} = \frac{f_y}{\varphi}$ Tensione ammissibile

Tensione snervamento f_y Coefficiente di sicurezza φ

Analisi Elastica Lineare

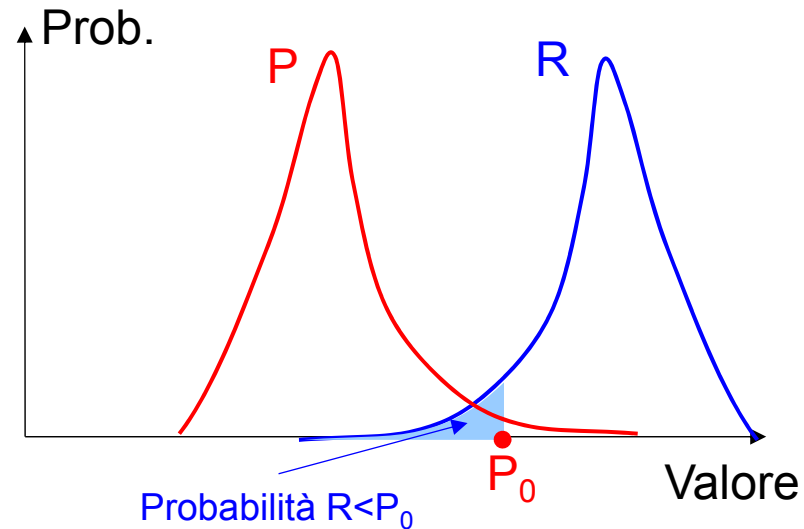
VERIFICA SECONDO STATI LIMITE + FATTORI PARZIALI

Valore di progetto delle azioni agenti $F_d \leq R_d$ Valore di progetto della corrispondente resistenza strutturale

Azioni agenti $\gamma_P \cdot P$ Tensione snervamento $\frac{f_y \cdot A}{\gamma_M}$

Fattore parziale di sicurezza per le azioni γ_P Fattore parziale di sicurezza per la resistenza del materiale γ_M

METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

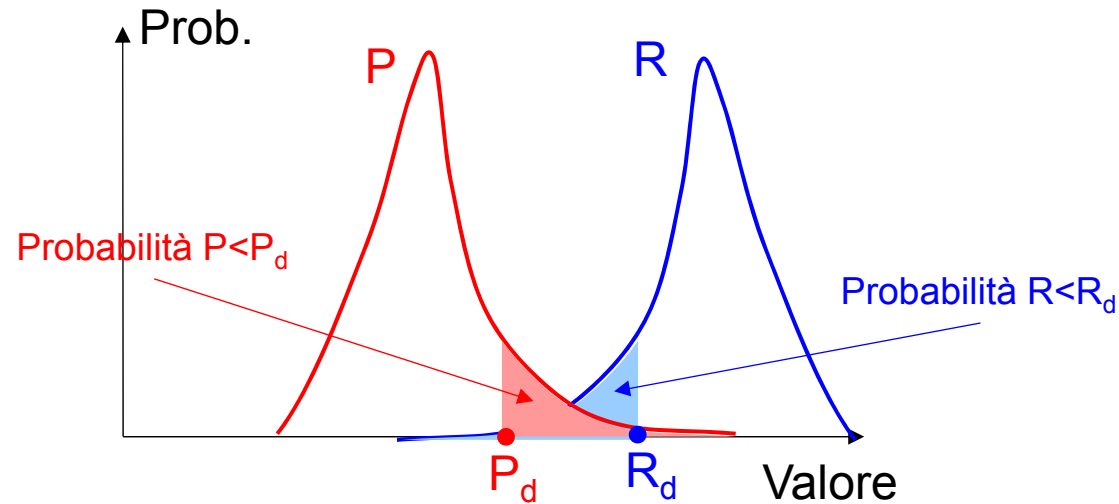


Date le distribuzioni di probabilità del carico (P) e della resistenza (R) qual è la probabilità di cedimento?

Si considera la probabilità che il carico assuma un generico valore P_0 e, contemporaneamente, la probabilità «congiunta» che la resistenza sia minore di P_0 . Sommando (integrando) su tutti i possibili valori di P_0 si ottiene infine la probabilità di rottura complessiva.

Metodo difficilmente applicabile in pratica, per la sua complessità e per la difficile reperibilità delle effettive distribuzioni.

METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

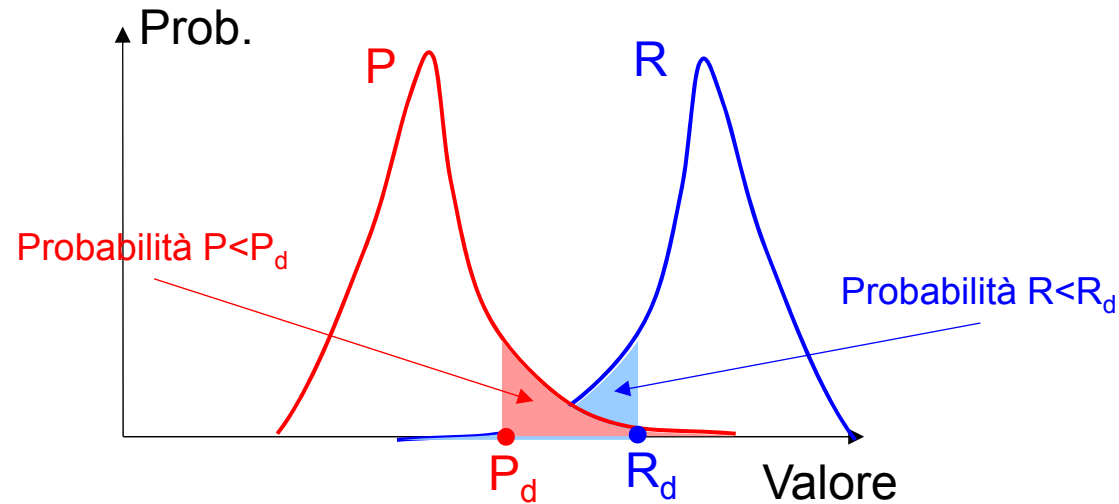


Si considera un valore P_d del carico che ha probabilità p sufficientemente piccola di essere superato.

Si considera inoltre un valore R_d della resistenza, per il quale si ha una probabilità p sufficientemente piccola che la resistenza effettiva sia minore.

Si conduce la verifica: $P_d < R_d$

METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE



Il metodo è semi-probabilistico in quanto non viene calcolata la vera probabilità di rottura, ma si tiene comunque conto delle distribuzioni di probabilità del carico e della resistenza nel calcolo di P_d e R_d , che vengono in genere fissati in corrispondenza di $p=5\%$.

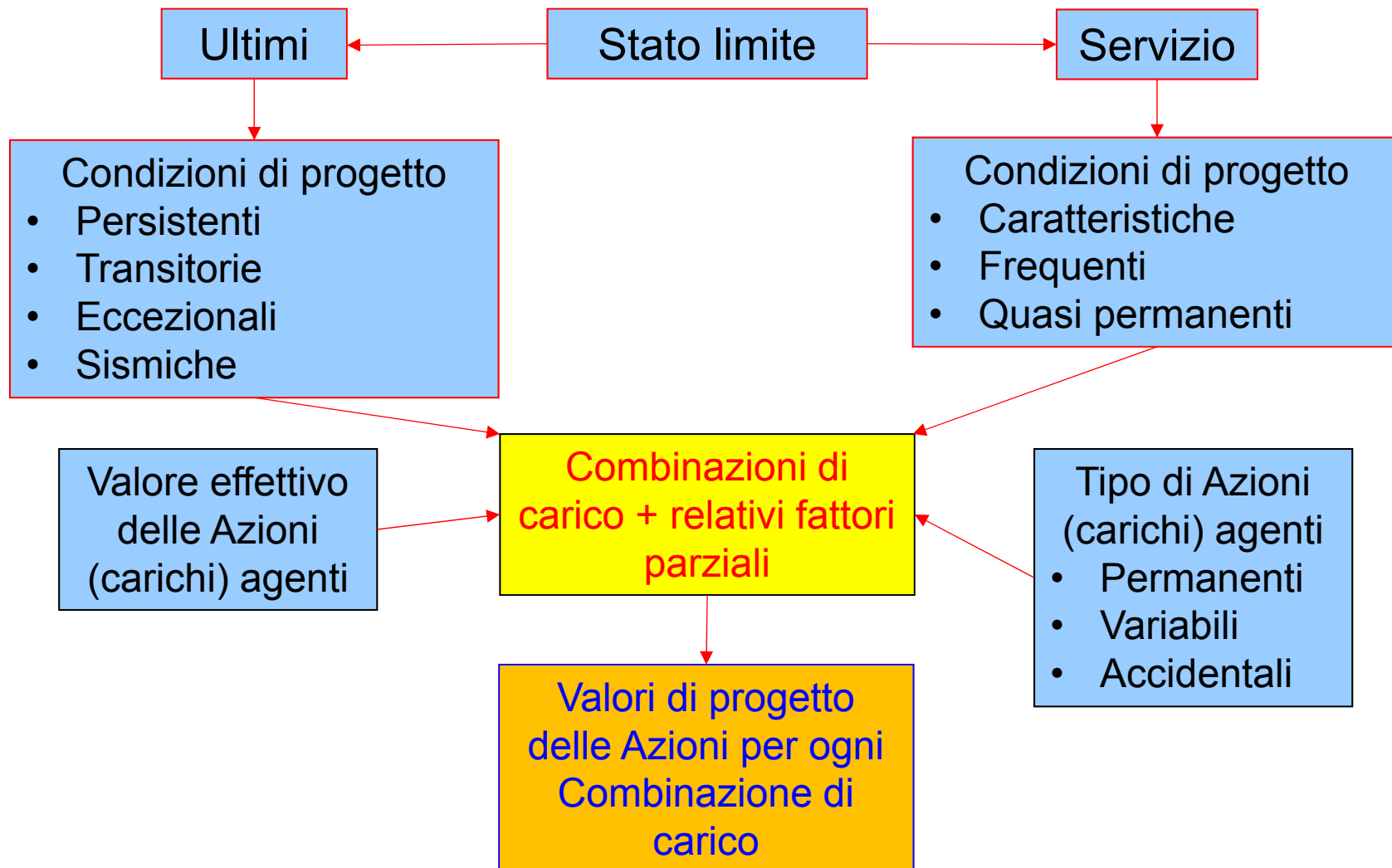
Per ottenere P_d ed R_d si applicano dei coefficienti (fattori di sicurezza parziali) ai valori caratteristici (medi) P_m e R_m :

$$P_d = P_m \cdot \gamma_P$$

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R}$$



VERIFICA SECONDO EUROCODES STATI LIMITE + FATTORI PARZIALI





STATI LIMITE ULTIMI – CRITERIO DI VERIFICA

Il criterio generale di verifica per gli SLU è dato da:

$$E_d \leq R_d$$

Valore di progetto delle azioni agenti

Valore di progetto della corrispondente resistenza strutturale

Le «azioni» e le «resistenze» saranno nel seguito identificate con diversi tipi di grandezze rappresentative, tipicamente Tensioni o Forze e Momenti trasmessi dalla sezione. Esse saranno indicate da una specifica denominazione ed identificate come «azioni» o «resistenze» dalla presenza nel pedice, rispettivamente, della sigla «Ed» o «Rd». Esempi:

Valori di progetto di «azioni»

$\sigma_{x,Ed}$	Tensione «x»
N_{Ed}	Forza Normale o assiale
$M_{y,Ed}$	Momento flettente «y»

Valori di progetto di «resistenze»

$N_{t,Rd}$	Forza normale ammissibile aste tese
$M_{c,Rd}$	Momento ammissibile aste inflesse
$M_{N,Rd}$	Momento ammissibile in presenza di forza normale



STATI LIMITE ULTIMI – COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI PARZIALI

Tipo di Azioni (carichi) agenti

- Permanenti (G): azioni che non variano nel tempo, come il peso proprio o il peso di impianti o accessori (dead load)
- Variabili (Q): azioni che possono variare nel tempo, come i carichi utili o di lavoro, il vento o la neve (live loads);
- Accidentali (A): carichi di breve durata, ma forte intensità, come esplosioni o impatti

Condizioni di progetto

- Persistenti: le normali condizioni di uso
- Transitorie: condizioni temporanee di carico applicate alla struttura, es.: i carichi dovuti al montaggio ed alla manutenzione
- Eccezionali: condizioni eccezionali di carico applicate alla struttura, es.: incendi, esplosioni, impatti, conseguenze di cedimenti localizzati
- Sismiche



STATI LIMITE ULTIMI – COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI PARZIALI

Condizioni di progetto persistenti o transitorie

La k-esima combinazione di carico è definita da:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

e comprende:

- tutte le azioni permanenti, moltiplicate per i relativi fattori parziali γ_G
- una azione variabile dominante Q_{k1} , moltiplicata per γ_{Q1}
- le altre azioni variabili, moltiplicate per i relativi γ_Q e per il fattore di combinazione ψ_0 , che tiene conto della probabilità che le diverse azioni variabili si verifichino contemporaneamente.

Le azioni variabili devono essere considerate dominanti a turno.

Le azioni variabili che non possono fisicamente verificarsi insieme non devono essere combinate.

Le azioni devono essere distinte in «sfavorevoli» o «favorevoli» a seconda che provochino rispettivamente un aumento o una riduzione delle azioni strutturali (forze e momenti).



STATI LIMITE ULTIMI – COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI PARZIALI

Condizioni di progetto Eccezionali

La k-esima combinazione di carico è definita da:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

e comprende:

- tutte le azioni permanenti, con il loro **valore caratteristico**
- l'azione accidentale A_d
- una azione variabile dominante $Q_{k,1}$, moltiplicata per il fattore di combinazione $\psi_{1,1}$
- le altre azioni variabili, moltiplicate per i fattori di combinazione $\psi_{2,i}$



Fattori di combinazione per edifici

Azioni (Tab. A1.1, EN 1990)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carichi sugli edifici (si veda EN 1999-1-1)			
Categoria A: civile, residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B: uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C: centri/aree affollate	0,7	0,7	0,6
Categoria D: negozi/centri commerciali	0,7	0,7	0,6
Categoria E: magazzini	1,0	0,9	0,8
Categoria F: aree di traffico (peso veicoli ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G: aree di traffico (30 kN < Peso veicoli ≤ 160 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H: tetti/coperture	0	0	0
Neve sugli edifici (si veda EN 1991-1-3)			
Finlandia, Islanda, Norvegia, Svezia	0,7	0,5	0,2
Resto Paesi UE (H > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Resto Paesi UE (H < 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0
Azioni del vento (si veda EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Azioni della temperatura (no incendio) (si veda EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0



Fattori di sicurezza parziali per edifici

Stato limite ultimo	Azioni permanenti γ_G		Azioni variabili γ_Q	
	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole
EQU	1,1	0,9	1,5	0
STR/GEO	1,35	1,0	1,5	0



STATI LIMITE DI SERVIZIO – CRITERIO DI VERIFICA

Il criterio generale di verifica per gli SLS è dato da:

$$E_d \leq C_d$$

Valore di progetto delle azioni agenti

Valore di progetto della corrispondente resistenza strutturale

Per il significato e la denominazione di «azioni» e «resistenze» valgono considerazioni analoghe a quelle fatte per gli SLU.



STATI LIMITE DI SERVIZIO–COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI PARZIALI

Individuazione delle condizioni limite di servizio

Le condizioni di perdita di funzionalità devono essere individuate caso per caso, dipendendo dallo specifico campo di applicazione. La norma fornisce, per questo caso, poche indicazioni effettive.

Le più comuni verifiche consigliate sono:

- deformazioni
- ampiezze delle fessure (strutture in c.a o c.a.p.)
- frequenze di oscillazione.

Condizioni di progetto

- Caratteristiche: SLS con carattere di irreversibilità es.: fenomeni localizzati di plasticizzazione, imbozzamento, scorrimenti delle giunzioni bullonate
- Frequenti: SLS reversibili
- Quasi permanenti: SLS di lungo termine



STATI LIMITE DI SERVIZIO–COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI PARZIALI

Condizioni caratteristiche

La combinazione di carico è definita da:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Condizioni frequenti

La combinazione di carico è definita da:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Condizioni quasi permanenti

La combinazione di carico è definita da:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

I fattori parziali di sicurezza sono, in questo caso, assunti pari ad 1.0.



STATI LIMITE DI SERVIZIO – VALORI LIMITE

Edifici – Spostamenti verticali

L'EC 3 raccomanda che i limiti sugli spostamenti verticali siano definiti in accordo col committente. Valori limite tipici sono dati dalla seguente Tabella

Condizioni	Freccia max.	
	Totale	Car. Esercizio
Coperture (in generale)	L/200	L/250
Coperture praticate	L/250	L/300
Solai (in generale)	L/250	L/300
Solai (con materiali fragili di finitura)	L/250	L/350
Solai che supportano colonne	L/400	L/400
Compromissione estetica edificio	L/250	

L = luce delle travi



STATI LIMITE DI SERVIZIO – VALORI LIMITE

Edifici – Spostamenti orizzontali

L'EC 3 raccomanda che i limiti sugli spostamenti orizzontali, ad esempio dovuti al vento, siano definiti in accordo col committente. Valori limite tipici sono dati dalla seguente Tabella

Condizioni	Freccia max.
Singolo piano (altezza h)	$h/300$
Intero edificio (altezza h_{tot})	$h_{tot}/500$

Edifici – Spostamenti vibrazioni

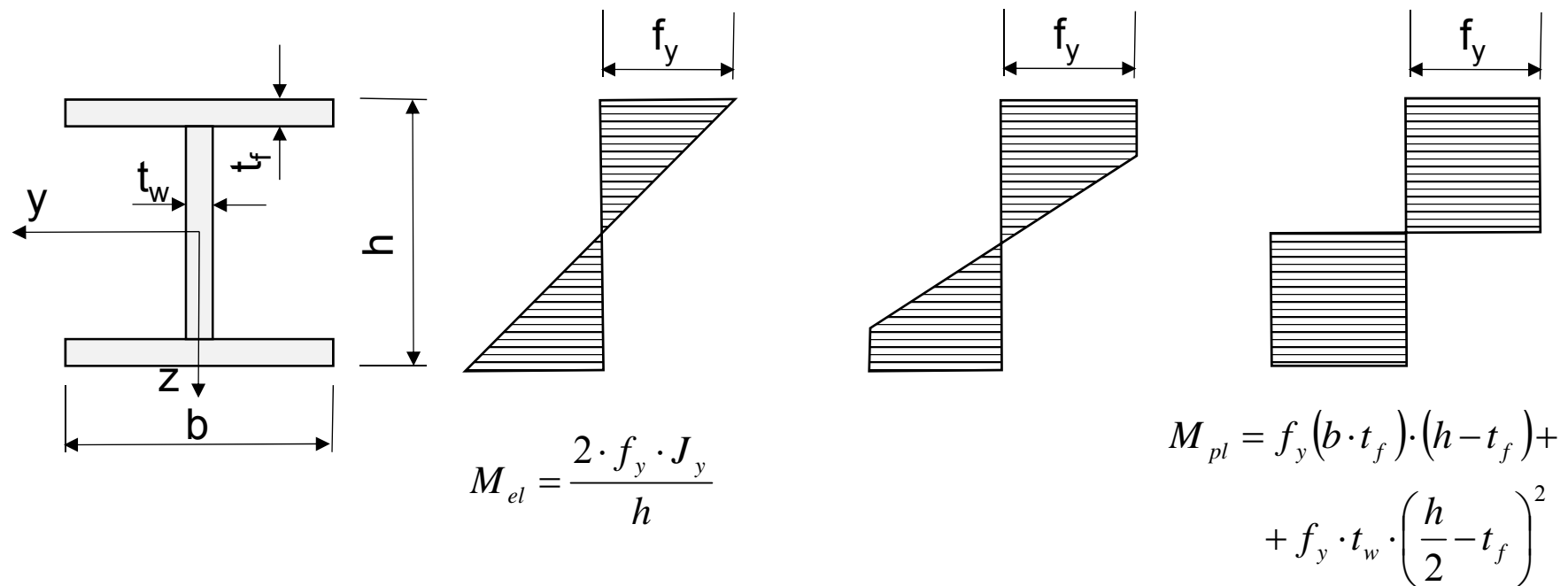
L'EC 3 raccomanda che i limiti sulle vibrazioni siano definiti in accordo col committente. Valori limite tipici sono dati dalla seguente Tabella

Condizioni	Valore min. 1° frq. propria
Edifici comuni	3 Hz
Edifici sollecitati in modo ritmico (palestre, sale da ballo)	5 Hz

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

L'EC 3 permette di far conto sul comportamento elasto-plastico del materiale nel determinare la capacità di carico della struttura.

In linea teorica, lo studio del comportamento in campo elasto-plastico di una sezione strutturale può essere condotto come segue:



CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

L'andamento del momento in funzione della rotazione per unità di lunghezza assiale può essere ottenuta con un semplice modello analitico (sezione rettangolare $b \times h$, modello di materiale elastico-perfettamente plastico):

$$h := 300\text{-mm}$$

$$b := 150\text{-mm}$$

$$f_y := 300\text{-MPa}$$

$$E := 210000\text{-MPa}$$

$$\Theta := 0, \frac{f_y \cdot 2}{E \cdot h \cdot 100} \dots \frac{20 \cdot f_y}{E \cdot h}$$

Si assume come variabile indipendente la rotazione per unità di lunghezza della trave

$$\varepsilon = \frac{z}{R}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$$

$$R \cdot \theta = 1$$

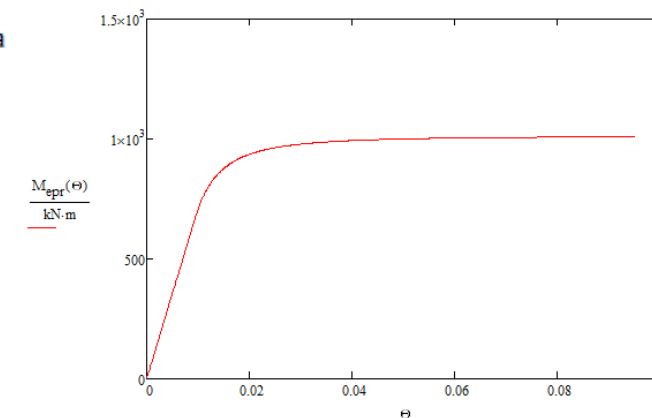
$$\varepsilon_y = \frac{z_{pl}}{R} = \frac{f_y}{E}$$

Derivazione di z_{pl} in funzione della rotazione

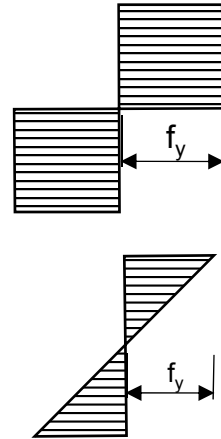
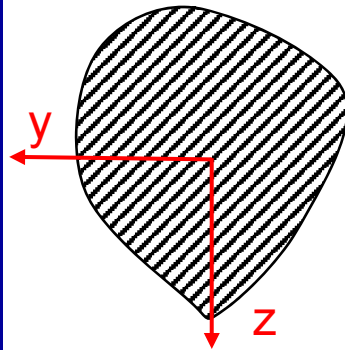
$$z_{pl}(\theta) = \frac{f_y}{E} R = \frac{f_y}{E} \frac{1}{\theta}$$

$$z_{pl}(\Theta) := \frac{f_y}{E} \cdot \frac{1}{\Theta}$$

$$M_{epr}(\Theta) := \begin{cases} \left[f_y \cdot b \cdot \left[\left(\frac{h}{2} \right)^2 - z_{pl}(\Theta)^2 \right] + \frac{f_y}{12 z_{pl}(\Theta)} \cdot \left[b \cdot (2 \cdot z_{pl}(\Theta))^3 \right] \right] & \text{if } 0 < z_{pl}(\Theta) < \frac{h}{2} \\ \left[\Theta \cdot E \cdot \frac{(b \cdot h^3)}{12} \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$



CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI


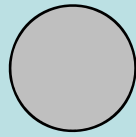
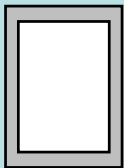
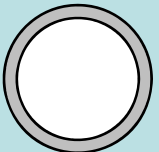
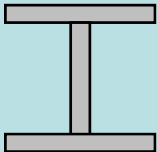


$$M_{pl} = \int_A f_y \cdot |z| \cdot dA = 2 \cdot f_y \int_{A/2} z \cdot dA = 2 \cdot f_y \cdot S_{y,1/2}$$

$$W_{pl} = 2 \cdot S_{y,1/2}$$

$$W_{el} = \frac{J_y}{|z|_{\max}}$$

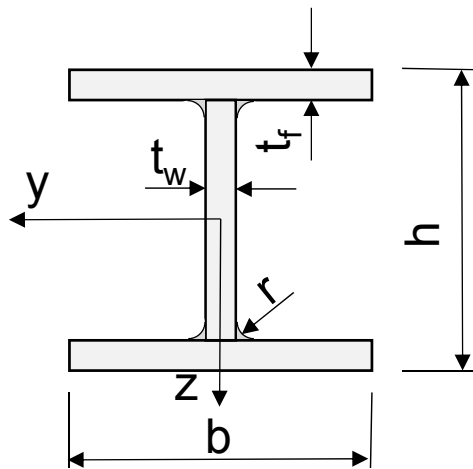
Rapporto tra W_{pl} e W_{el} per alcuni profilati tipici

Profilo					
W_{pl}/W_{el}	1.5	1.7	1.2÷1.3	1.3÷1.4	1.1÷1.2

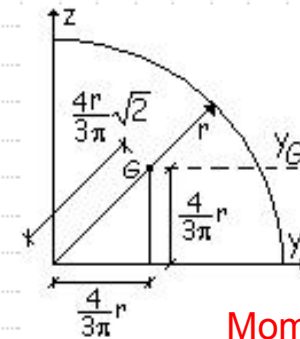
Valori tipici per profilati commerciali

Esempio E.1

Calcolare (trascurando i raggi di raccordo) il modulo di resistenza elastico e plastico attorno all'asse «y-y» per la sezione HE 260 AA in acciaio S 235. Ripetere il calcolo includendo anche i raggi di raccordo tra ali ed anima (usare le relazioni date per baricentro e momento di inerzia del quarto di circonferenza).



$h = 244 \text{ mm}$
 $b = 260 \text{ mm}$
 $t_f = 9.5 \text{ mm}$
 $t_w = 6.5 \text{ mm}$
 $r = 24 \text{ mm}$



Momento attorno a «y»

$$I_{y, \text{quarter}} = \frac{1}{4} \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi r^4}{16}$$

$$I_{y_G, \text{quarter}} = \frac{\pi r^4}{16} - \frac{\pi r^2}{4} \left(\frac{4}{3\pi} r \right)^2 = \frac{\pi r^4}{16} - \frac{\pi r^2}{4} \frac{16r^2}{9\pi^2} = \frac{\pi r^4}{16} - \frac{4r^4}{9\pi} = \left(\frac{\pi}{16} - \frac{4}{9\pi} \right) r^4$$

Momento attorno a «y_G»

NB: creare, per il calcolo dei moduli con raggi di raccordo, delle funzioni Mathcad dei parametri geometrici, da utilizzare anche nelle esercitazioni seguenti.



Calcolo modulo elastico e plastico sezione HE 260 AA

$$h_0 := 244\text{-mm} \quad r_0 := 24\text{-mm} \quad b_0 := 260\text{-mm} \quad t_{f0} := 9.5\text{-mm} \quad t_{w0} := 6.5\text{-mm}$$

Senza raggi di raccordo

$$J_y := \frac{b_0 \cdot h_0^3}{12} - \frac{(b_0 - t_{w0}) \cdot (h_0 - 2 \cdot t_{f0})^3}{12} = 7.412 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_{el} := \frac{2 \cdot J_y}{h_0} = 6.075 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3 \quad \text{Modulo elastico}$$

$$W_{pl} := \left[2 \cdot (b_0 \cdot t_{f0}) \cdot \frac{(h_0 - t_{f0})}{2} + 2 \cdot \frac{(h_0 - 2 \cdot t_{f0}) \cdot t_{w0}}{2} \cdot \frac{(h_0 - 2 \cdot t_{f0})}{4} \right] = 6.615 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3 \quad \text{Modulo plastico}$$



Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

Con raggi di raccordo

$$J_{y0}(h, b, t_w, t_f, r) := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 4 \cdot \left[(r^2) \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{r}{2} \right)^2 + \frac{r^4}{12} - \frac{\pi \cdot r^2}{4} \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f - r + \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} \right)^2 - \left(\frac{\pi}{16} - \frac{4}{9 \cdot \pi} \right) \cdot r^4 \right]$$

$$W_{el_y}(h, b, t_w, t_f, r) := \frac{2 \cdot J_{y0}(h, b, t_w, t_f, r)}{h} \quad \text{Modulo elastico}$$

$$W_{pl_y}(h, b, t_w, t_f, r) := \left[2 \cdot (b \cdot t_f) \cdot \frac{(h - t_f)}{2} + 2 \cdot \frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w}{2} \cdot \frac{(h - 2 \cdot t_f)}{4} + 4 \cdot \left[(r^2) \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{r}{2} \right) - \frac{\pi \cdot r^2}{4} \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f - r + \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} \right) \right] \right]$$

$$W_{el_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0) = 6.541 \times 10^5 \text{ mm}^3 \quad \text{Modulo plastico}$$

$$W_{pl_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0) = 7.145 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

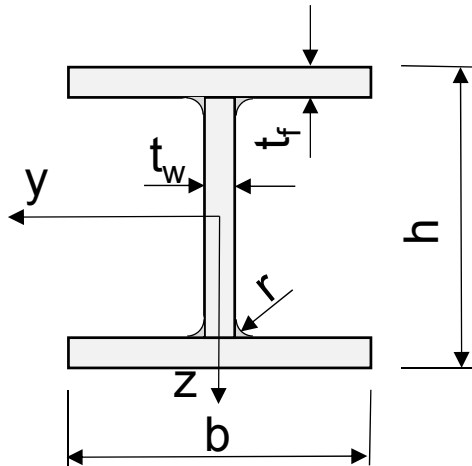
$$\frac{W_{el_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0)}{W_{el}} = 1.077 \quad \frac{W_{pl_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0)}{W_{pl}} = 1.08$$

$$\frac{W_{pl}}{W_{el}} = 1.089 \quad \frac{W_{pl_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0)}{W_{el_y}(h_0, b_0, t_{w0}, t_{f0}, r_0)} = 1.092$$

Oss.: trascurare i raggi di raccordo comporta un errore su W vicino al 10%

Esercizio E.2

Calcolare il momento plastico attorno all'asse «y-y» per la sezione HE 260 AA dell'esercizio E.1 e per la sezione HE 800x444, entrambe in acciaio S 235.



Dati Sezione HE 800x444

$$h = 842 \text{ mm}$$

$$b = 313 \text{ mm}$$

$$t_f = 54.0 \text{ mm}$$

$$t_w = 30.0 \text{ mm}$$

$$r = 30 \text{ mm}$$

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

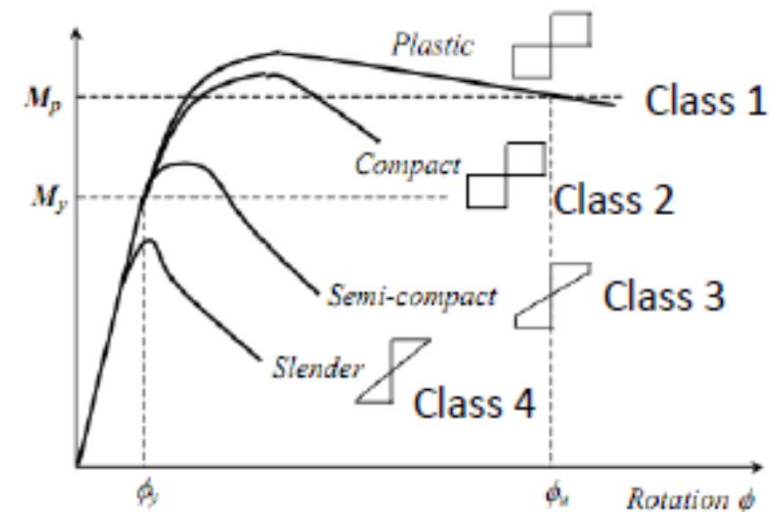
L'andamento regolare mostrato può verificarsi solo se non insorgono fenomeni di instabilità elasto-plastica locale delle zone compresse, che riducono la capacità di carico. Per tener conto di questo, l'EC 3 suddivide le sezioni in 4 Classi:

Classe 1: sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica

Classe 2: sezioni in grado di sviluppare il momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata a causa di fenomeni di buckling locale

Classe 3: sezioni nelle quali le tensioni nelle fibre esterne compresse possono raggiungere lo snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

Classe 4: sezioni per le quali i fenomeni di buckling locale si sviluppano prima del raggiungimento dello snervamento





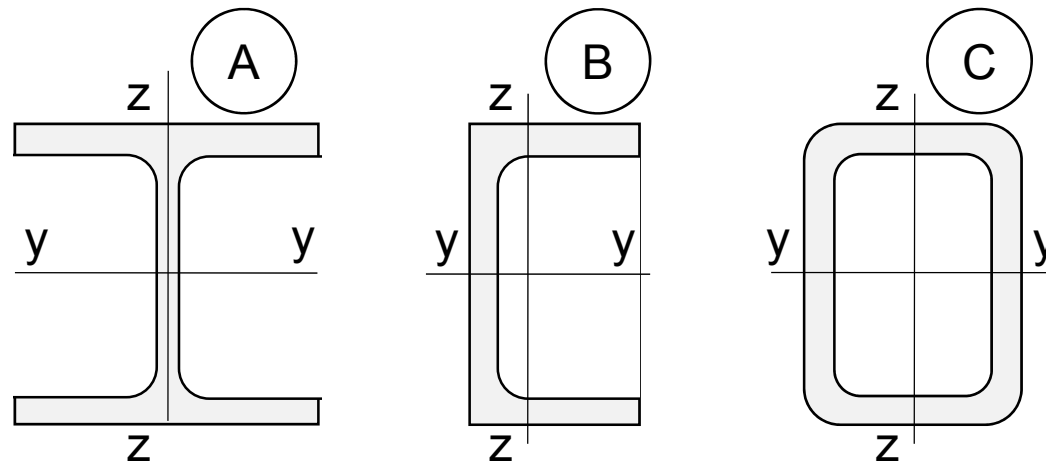
CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

L'appartenenza della sezione ad una classe deve, anche intuitivamente, dipendere da:

- lo **spessore** del profilato in rapporto alle altre dimensioni: più lo spessore è sottile rispetto alla larghezza/altezza dell'elemento, più basso sarà il carico di instabilità
- la **tensione di snervamento** del materiale: più elevata è la tensione di snervamento del materiale, più alte saranno le tensioni agenti durante la progressiva plasticizzazione della sezione, per cui i fenomeni di instabilità locale saranno facilitati
- l'**effettivo andamento della tensione**: se le tensioni su un'anima/ala sono tutte di compressione la situazione è più critica che se lo sono solo in parte, con zone che, invece, risultano tese.

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Per stabilire l'appartenenza di una sezione ad una classe è in primo luogo necessario stabilire quali delle sue parti siano, in tutto o in parte, compresse. Per profilati comuni, si ha la situazione seguente:



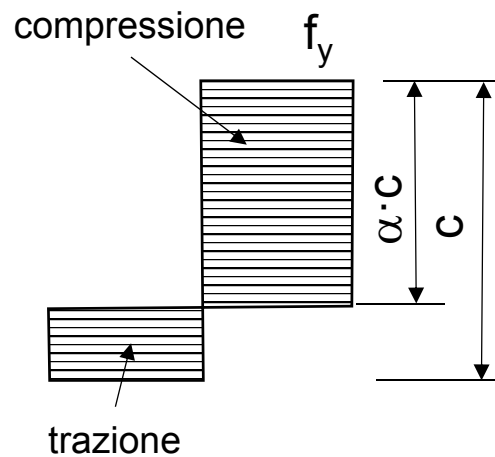
Caratteristica agente	A-anima	A-Ali	B-Anima	B-Ali	C-Anima	C-Ali
Compressione	Compressione	Compressione	Compressione	Compressione	Compressione	Compressione
Flessione y-y	Flessione	Compressione	Flessione	Compressione	Flessione	Compressione
Presso-flessione y-y	Compressione + flessione	Compressione	Compressione + flessione	Compressione	Compressione + flessione	Compressione
Flessione z-z	-----	Flessione	Compressione	Flessione	Compressione	Flessione

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

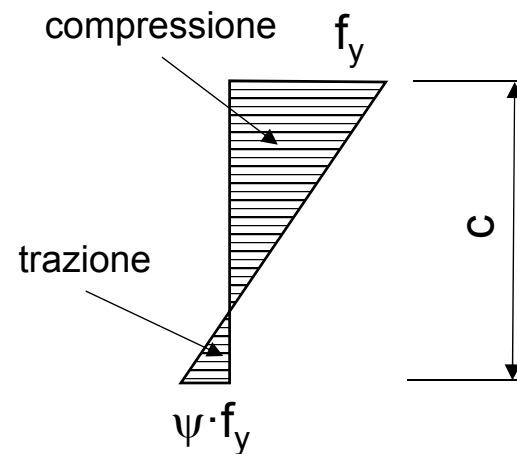
In secondo luogo si stabilisce il valore del parametro di riferimento ε , che dipende dal materiale:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \cdot MPa}{f_y}}$$

Si calcolano i parametri α e/o ψ , dipendenti dalla eventuale distribuzione di tensioni di presso-flessione:

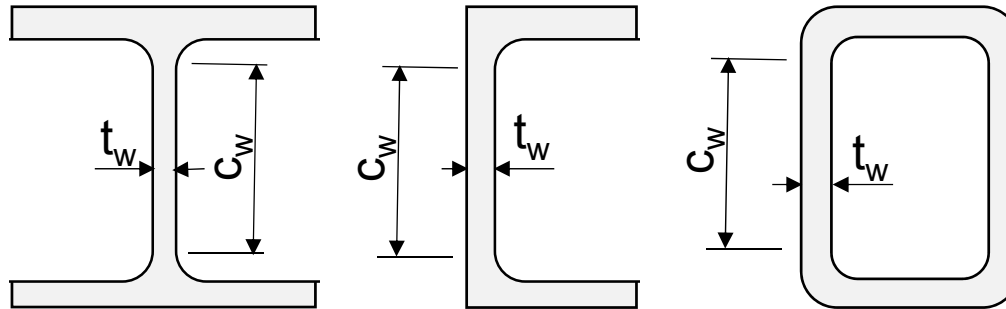


Verifica limiti per Classi 1 e 2



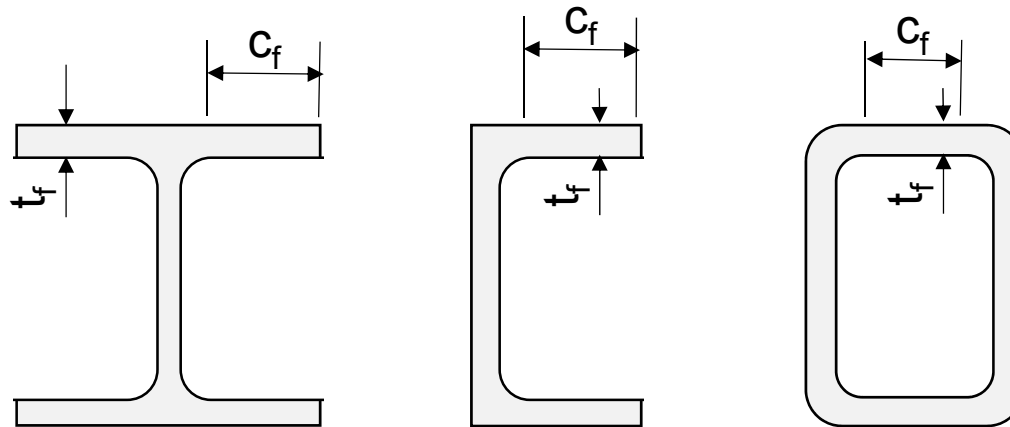
Verifica limiti per Classe 3

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (IN BASE ALL'ANIMA)



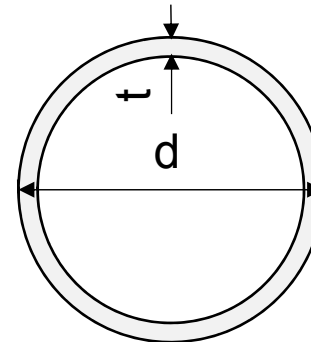
Classe	Flessione	Compressione	Flessione e Compressione
1	$c/t \leq 72 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0.5 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ $\alpha \leq 0.5 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0.5 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ $\alpha \leq 0.5 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
3	$c/t \leq 124 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \varepsilon$	$\psi > -1 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1 \Rightarrow \frac{c}{t} \leq 62 \cdot \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{ \psi }$

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI (IN BASE ALLE ALI)



NB: Se le diverse zone della sezione appartengono a Classi diverse, si attribuisce alla sezione la Classe più grande

Classe	Compressione
1	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$
2	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$
3	$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$

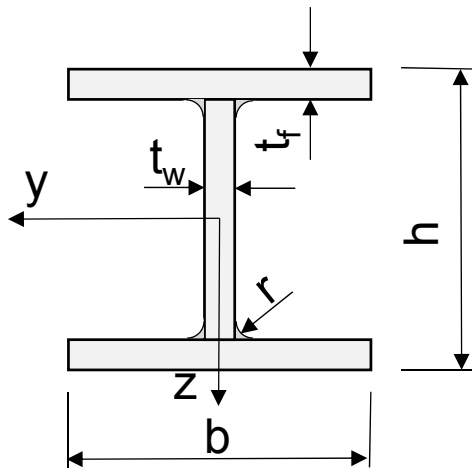


NB: Per altri casi vedere la norma EN 1993-1-1 prospetto 5.2

Classe	Flessione e/o Compressione
1	$d/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70 \cdot \varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2$

Esempio E.3

Individuare la Classe di appartenenza per la sezione HE 260 AA in acciaio S 235, S 355 ed S 460 soggetta a flessione attorno all'asse «y-y» ed a compressione (separatamente) .



$$h = 244 \text{ mm}$$

$$b = 260 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.5 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.5 \text{ mm}$$

$$r = 24 \text{ mm}$$



Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

$$h_2 := 244\text{-mm} \quad b_2 := 260\text{-mm} \quad t_{f2} := 9.5\text{-mm} \quad t_{w2} := 6.5\text{-mm} \quad r_2 := 24\text{mm}$$

$$c_{f2} := \frac{b_2 - t_{w2} - 2 \cdot r_2}{2} = 102.75\text{-mm} \quad \frac{c_{f2}}{t_{f2}} = 10.816$$

$$c_{w2} := h_2 - 2 \cdot t_{f2} - 2 \cdot r_2 = 177\text{-mm} \quad \frac{c_{w2}}{t_{w2}} = 27.231$$

$$\epsilon_{235} := 1 \quad \epsilon_{355} := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad \epsilon_{460} := \sqrt{\frac{235}{460}} = 0.715$$

Sollecitazione di flessione

Anima inflessa, valori limite del rapporto c/t

$$\text{Classe 1} \quad 72 \cdot \epsilon_{235} = 72 \quad 72 \cdot \epsilon_{355} = 58.58 \quad 72 \cdot \epsilon_{460} = 51.462$$

$$\text{Classe 2} \quad 83 \cdot \epsilon_{235} = 83 \quad 83 \cdot \epsilon_{355} = 67.53 \quad 83 \cdot \epsilon_{460} = 59.324$$

$$\text{Classe 3} \quad 124 \cdot \epsilon_{235} = 124 \quad 124 \cdot \epsilon_{355} = 100.888 \quad 124 \cdot \epsilon_{460} = 88.629$$

Ala compressa, valori limite del rapporto c/t

$$\text{Classe 1} \quad 9 \cdot \epsilon_{235} = 9 \quad 9 \cdot \epsilon_{355} = 7.323 \quad 9 \cdot \epsilon_{460} = 6.433$$

$$\text{Classe 2} \quad 10 \cdot \epsilon_{235} = 10 \quad 10 \cdot \epsilon_{355} = 8.136 \quad 10 \cdot \epsilon_{460} = 7.148$$

$$\text{Classe 3} \quad 14 \cdot \epsilon_{235} = 14 \quad 14 \cdot \epsilon_{355} = 11.391 \quad 14 \cdot \epsilon_{460} = 10.007$$

Per anima inflessa Classe 1 per tutti i materiali

Per ala compressa Classe 3 per S 235 ed S 355 e Classe 4 per S 460

Oss.: la sezione risulta di Classe 3 se costruita in S 235 ed in S 355, mentre risulta di Classe 4 se costruita in S 460.

In generale, aumentando le caratteristiche del materiale, diminuiscono i limiti di appartenenza alle diverse Classi.

Fisicamente, questo è dovuto al fatto che le tensioni al momento della plasticizzazione sono maggiori e, quindi, tendono più facilmente a produrre fenomeni di instabilità.



Sollecitazione di compressione

Per ala compressa non cambia niente: Classe 3 per S 235 ed S 355 e Classe 4 per S 460

Anima compressa, valori limite del rapporto c/t

Classe 1	$33 \cdot \epsilon_{235} = 33$	$33 \cdot \epsilon_{355} = 26.849$	$33 \cdot \epsilon_{460} = 23.587$
Classe 2	$38 \cdot \epsilon_{235} = 38$	$38 \cdot \epsilon_{355} = 30.917$	$38 \cdot \epsilon_{460} = 27.161$
Classe 3	$142 \cdot \epsilon_{235} = 142$	$42 \cdot \epsilon_{355} = 34.172$	$42 \cdot \epsilon_{460} = 30.02$

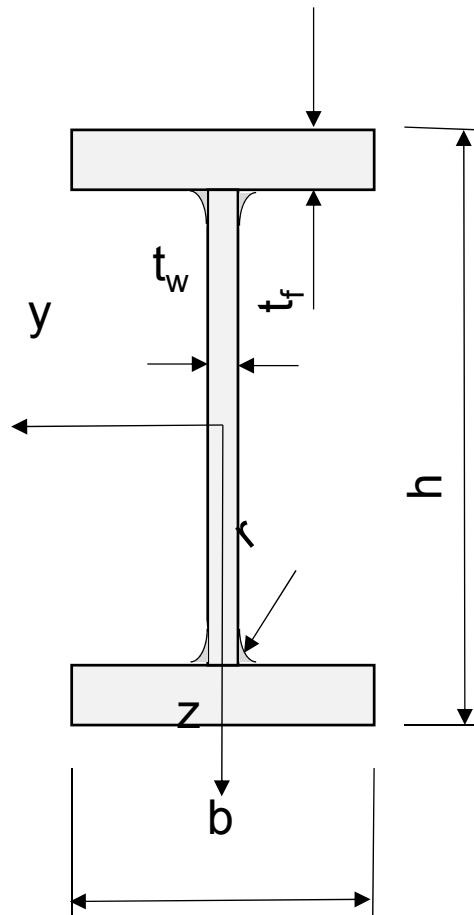
Per anima compressa Classe 1 per S 235, Classe 2 per S 355 e Classe 3 per S 460

Oss.: la sezione risulta ancora di Classe 3 se costruita in S 235 ed in S 355 e di Classe 4 se costruita in S 460.

Tuttavia si osserva un declassamento, per quanto ininfluenza in questo caso, dell'anima, in quanto la sollecitazione di compressione risulta più pericolosa di quella di flessione.

Esercizio E.4

Individuare la Classe di appartenenza per la sezione IPE 270 in acciaio S 235, S 355 ed S 460 soggetta a compressione e flessione (separatamente).



$$\begin{aligned}
 h &= 270 \text{ mm} \\
 b &= 135 \text{ mm} \\
 t_f &= 10.2 \text{ mm} \\
 t_w &= 6.6 \text{ mm} \\
 r &= 15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

La verifica viene svolta con la relazione generale:

$$E_d \leq R_d$$

Valore di progetto delle azioni agenti

Valore di progetto della corrispondente resistenza strutturale

in cui R_d è data da:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Valore caratteristico della grandezza considerata, determinata da proprietà materiale e dimensioni e classe sezione

Coefficiente di sicurezza parziale globale per la grandezza considerata

Fattore parziale γ_M	Impiego	Eurocode 3	AN Italia
γ_{M0}	Res. sezioni trasversali	1.0	1.05
γ_{M1}	Res. membrature alla instabilità	1.0	1.05
γ_{M2}	Res. sezioni trasv. a frattura in trazione	1.25	1.25

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Verifica elastica

La verifica viene elastica può essere applicata a tutte le classi di sezioni. Per la Classe 4 si devono usare le «dimensioni efficaci».

Per la verifica elastica può essere usato il seguente criterio (Von Mises, per stati di tensione biassiali) per un punto critico della sezioni trasversale:

Valori di progetto delle tensioni

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

La verifica elastica basata sulle tensioni è in pratica raramente usata, in favore delle formule di interazione tra caratteristiche di sollecitazione, che risultano spesso più favorevoli, in quanto possono considerare anche le risorse plastiche della sezione.



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

NB: Trattazione limitata agli aspetti principali, per i dettagli consultare EC3

Trazione

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

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per sezioni non forate}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{per sezioni forate, se minore della precedente}$$

Compressione

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

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per sezioni forate e non forate}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione

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

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

per sezioni di Classe 1 e 2

$$M_{pl} = \int_A f_y \cdot |z| \cdot dA = 2 \cdot f_y \int_{A/2} z \cdot dA = 2 \cdot f_y \cdot S_{y,1/2}$$

$$W_{pl} = 2 \cdot S_{y,1/2}$$

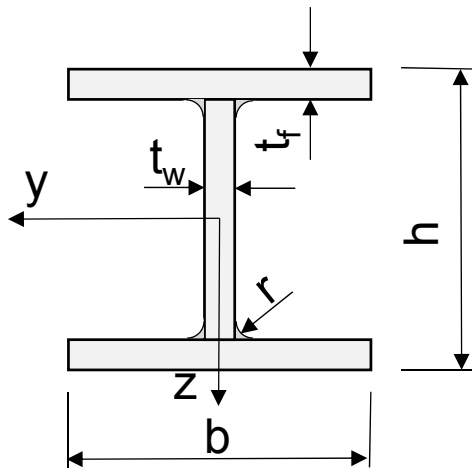
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

per sezioni di Classe 3

$$W_{el,min} = \frac{J_y}{|z|_{\max}}$$

Esercizio E.5

Calcolare il momento resistente a flessione attorno all'asse «y-y» per la sezione HE 260 A in acciaio S 235, S 355 ed S 460. Assumere $\gamma_{M0}=1.05$.



$$\begin{aligned}
 h &= 250 \text{ mm} \\
 b &= 260 \text{ mm} \\
 t_f &= 12.5 \text{ mm} \\
 t_w &= 7.5 \text{ mm} \\
 r &= 24 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Taglio

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

Area resistente a taglio \approx Area anima

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Verifica per più caratteristiche di sollecitazione (metodo cautelativo)

Nel caso di presenza contemporanea di più caratteristiche, si può usare cautelativamente la somma dei «rapporti di sfruttamento» per ciascuna caratteristica:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

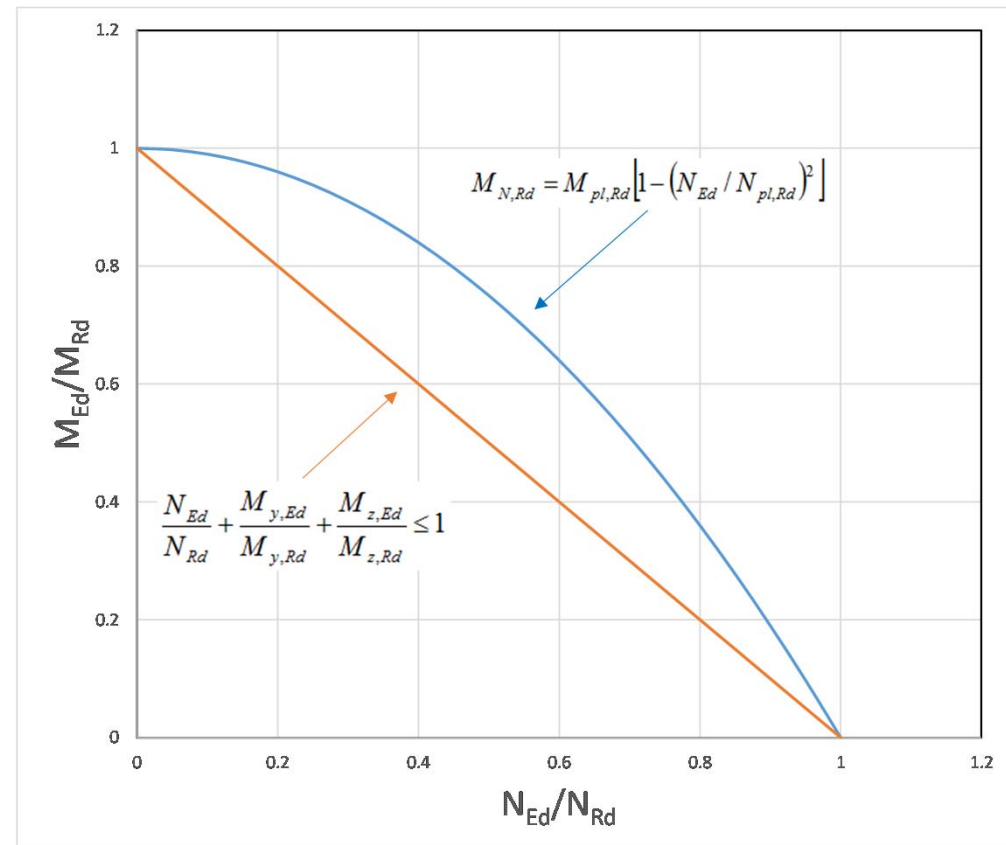
Flessione + forza assiale

Per Sezioni di Classe 1 e 2 deve essere soddisfatto il seguente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

Confronto tra il criterio corrente e quello basato sulla somma dei rapporti di sfruttamento



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

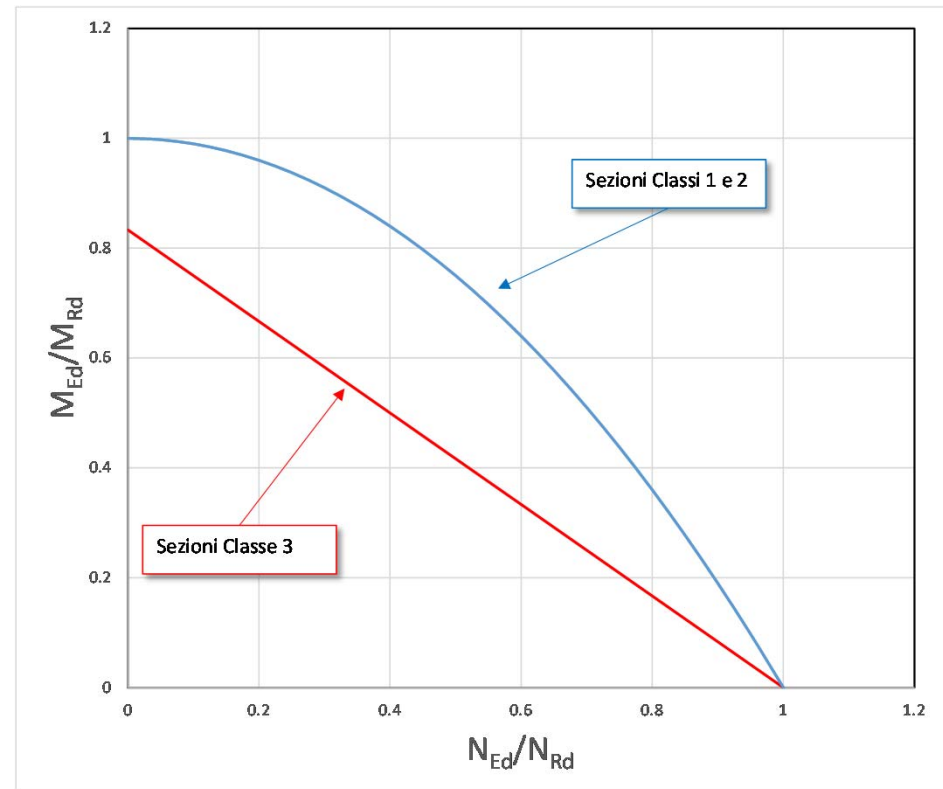
Flessione + forza assiale

Per Sezioni di Classe 3 deve essere soddisfatto il seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed} = \max(\sigma_x) = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,min}} + \frac{N_{Ed}}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{el,min} \cdot f_y} + \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{A \cdot f_y} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$$

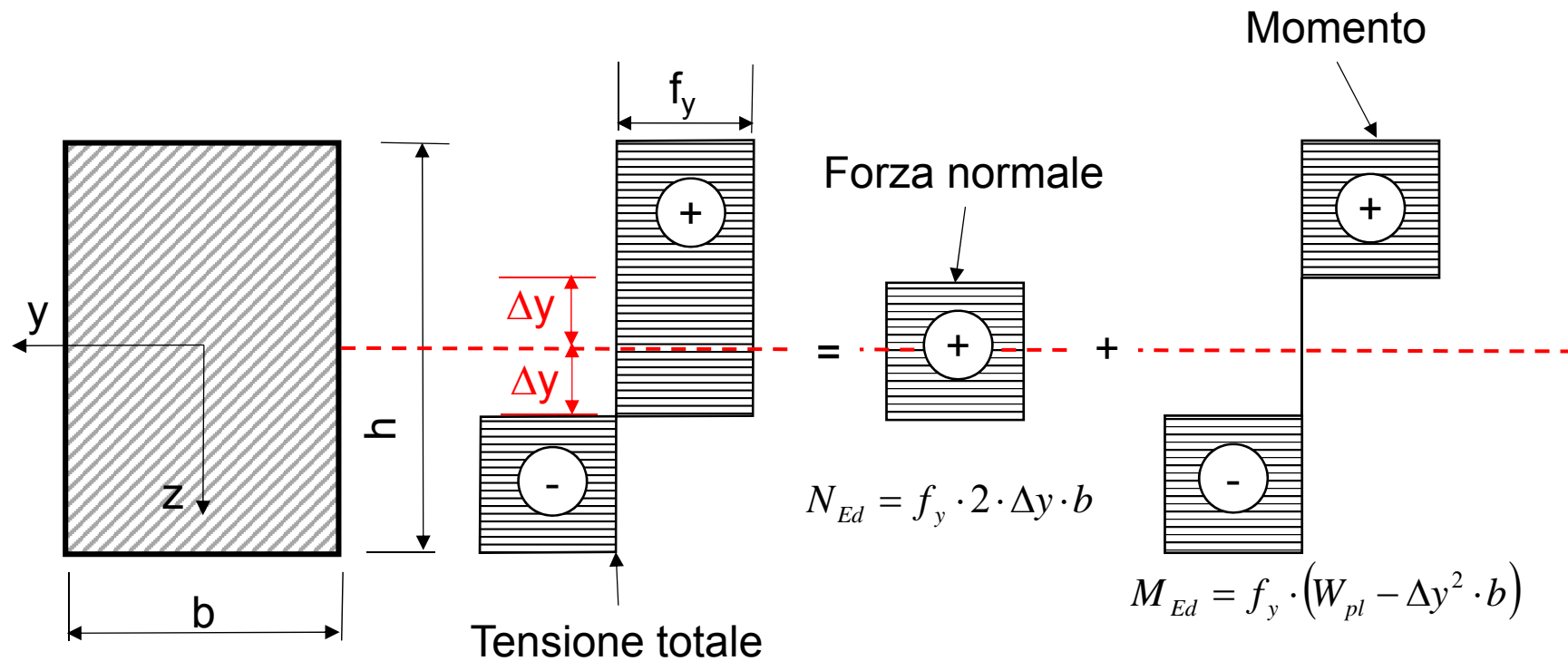
Confronto tra la resistenza di una sezione di Classe 3 e di una sezione di Classe 1 o 2 ($M_{pl}/M_{el}=1.2$)



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Per una sezione rettangolare, al collasso plastico, si ha:





VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Dalle relazioni precedenti si ottiene facilmente:

$$\Delta y = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot 2 \cdot b}$$

$$\frac{M_{Ed}}{f_y \cdot W_{pl}} = 1 - \Delta y^2 \frac{b}{f_y \cdot W_{pl}} = 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{f_y \cdot 2 \cdot b} \right)^2 \frac{b}{W_{pl}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{f_y \cdot W_{pl}} = 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{f_y \cdot 2 \cdot b \cdot \frac{h}{2}} \right)^2 \frac{b \cdot h^2}{4 \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{4} \right)}$$

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



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Al limite del campo elastico si ottiene invece:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} + \frac{N_{Ed}}{A} = f_y$$

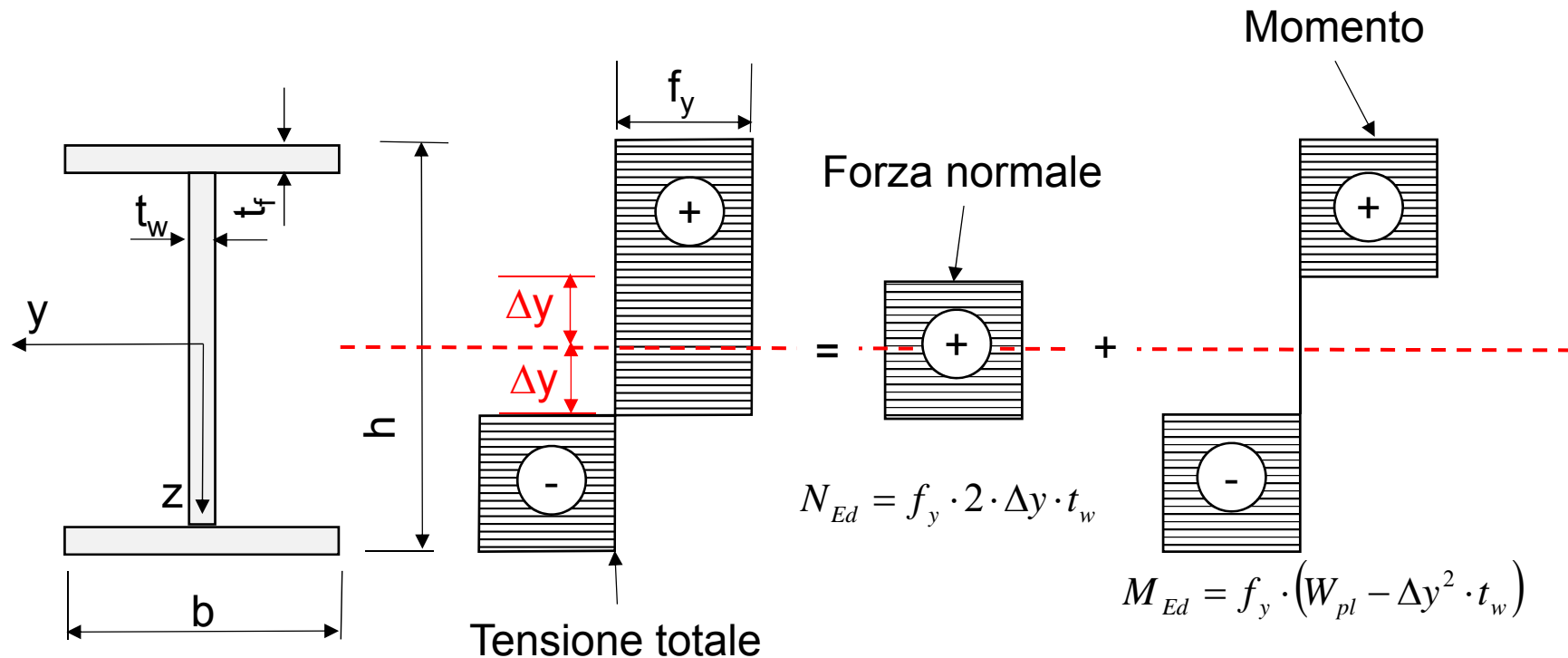
$$\frac{M_{Ed}}{f_y \cdot W_{el}} + \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A} = 1$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{el,Rd}} = 1$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Per una sezione a doppio T, al collasso plastico, si ha (asse neutro che taglia la regione dell'anima a spessore costante, caso di gran lunga più comune) :

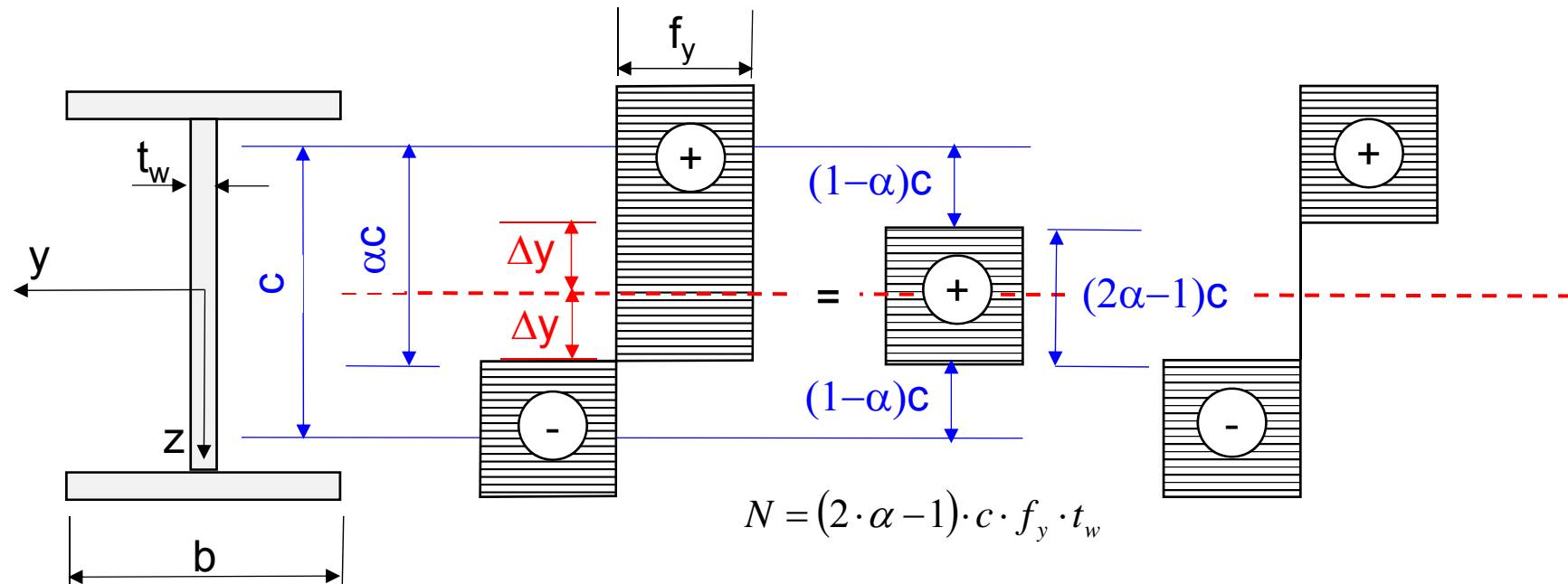


Valgono considerazioni simili alla sezione rettangolare, per cui si usano le stesse relazioni.

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Per una sezione a doppio T, al collasso plastico, si ha (asse neutro che taglia la regione dell'anima a spessore costante, caso di gran lunga più comune) :



Per la sezione a doppio T è però possibile anche un cambio di Classe legato al valore di N (si può avere una classe diversa per l'anima in compressione ed in flessione).

Dalla distribuzione plastica si ottiene un legame tra α ed N .

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{c_w} \frac{N}{f_y \cdot t_w} \right)$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

Dato che da α dipende il limite per passare dalla Classe 2 alla 3, si può interpretare tale limite in termini di N

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$

Limite per
passaggio da
Classe 2 a 3

$$13 \cdot \alpha - 1 \leq \frac{456 \cdot \varepsilon}{c_w / t_w}$$

$$13 \cdot \alpha \leq 1 + \frac{456 \cdot \varepsilon}{c_w / t_w}$$

$$\frac{13}{2} \left(1 + \frac{1}{c_w} \frac{N}{f_y \cdot t_w} \right) \leq 1 + \frac{456 \cdot \varepsilon}{c_w / t_w}$$

$$\frac{1}{c_w} \frac{N}{f_y \cdot t_w} \leq \frac{2}{13} \left(1 + \frac{456 \cdot \varepsilon}{c_w / t_w} \right) - 1$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{c_w} \frac{N}{f_y \cdot t_w} \right)$$

Legame tra α ed
N da distribuzione
plastica

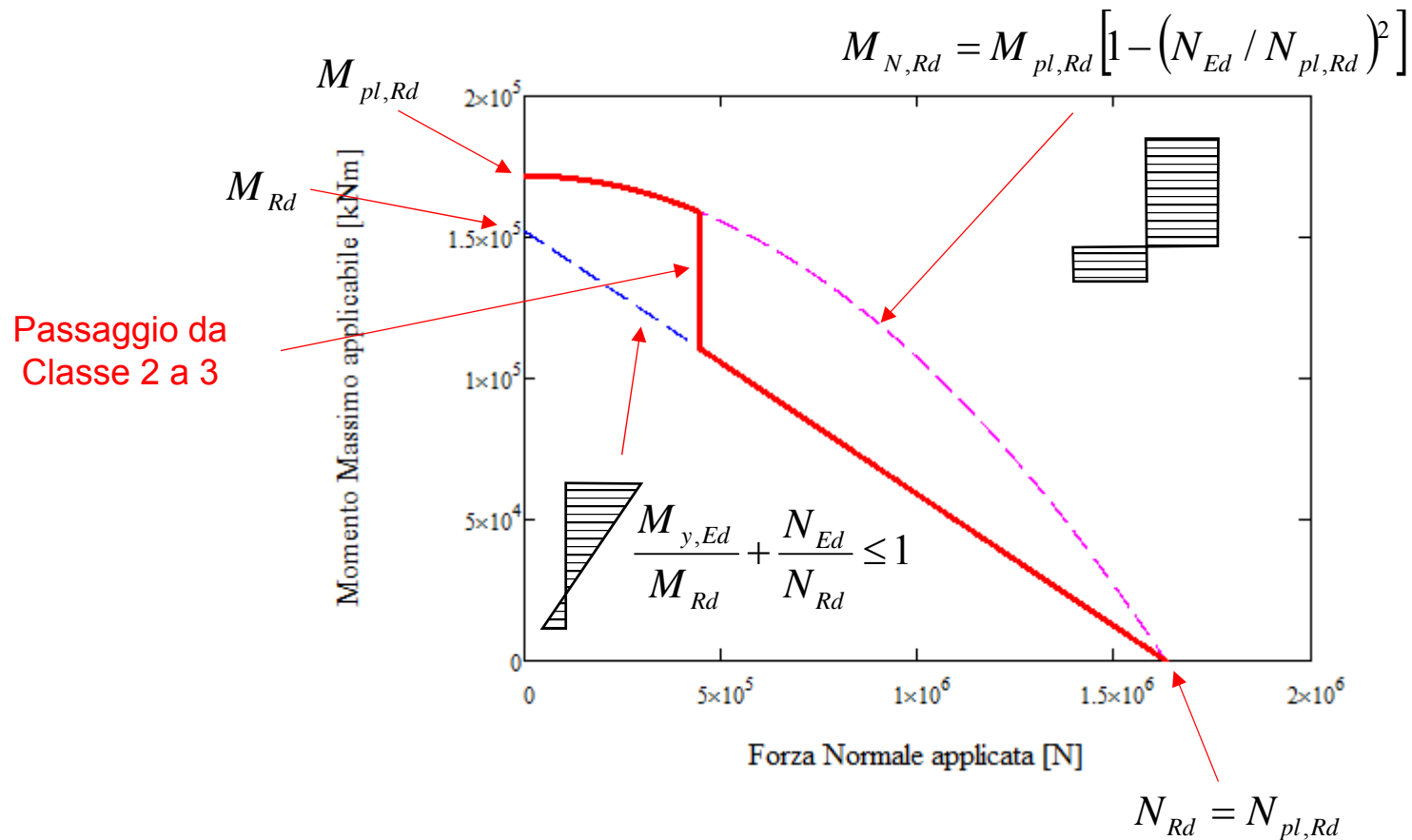
Limite su N per
passaggio da
Classe 2 a 3

$$N \leq \left[\frac{2}{13} \left(1 + \frac{456 \cdot \varepsilon}{c_w / t_w} \right) - 1 \right] f_y \cdot t_w \cdot c_w$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Flessione + forza assiale (Interpretazione relazioni)

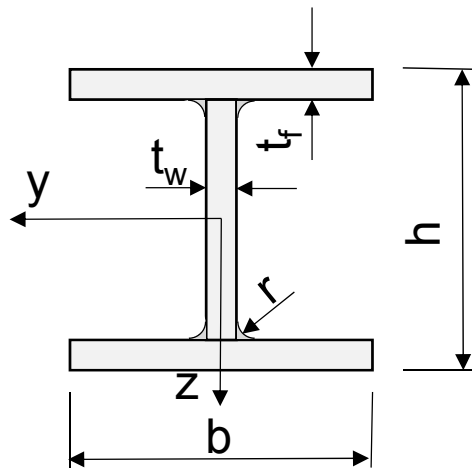
Un esempio di dominio di ammissibilità per una sezione IPE 270 soggetta a forza normale e momento «y-y»:



Esercizio E.6

Individuare la Classe di appartenenza per la sezione IPE A 330 in acciaio S 355 soggetta alle seguenti due condizioni di carico:

- Condizione di carico 1 (CC1)
 - M_{Edy} = flessione attorno all'asse «y-y» = 220 kNm
 - N_{Ed} = forza normale di compressione = 380 kN
- Condizione di carico 2 (CC2)
 - M_{Edy} = flessione attorno all'asse «y-y» = 150 kNm
 - N_{Ed} = forza normale di compressione = 600 kN



$$\begin{aligned}
 h &= 330 \text{ mm} \\
 b &= 160 \text{ mm} \\
 t_f &= 11.5 \text{ mm} \\
 t_w &= 7.5 \text{ mm} \\
 r &= 18 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}}$$

dove χ = coefficiente di riduzione della resistenza dovuto alla instabilità.

χ è dato da apposite relazioni e diagrammi in funzione di:

- snellezza dell'asta
- coefficiente di imperfezione α , dipendente dalla forma della sezione

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

Si considera il parametro di snellezza:

Lunghezza libera

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Raggio di inerzia

che rappresenta la snellezza λ , normalizzata rispetto al valore λ_1 per il quale la σ_{cr} diviene uguale alla f_y :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_1^2} = f_y \quad \Rightarrow \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

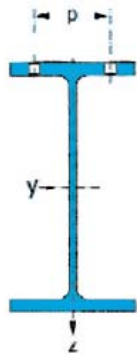
Si ottiene, quindi, la seguente espressione:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \sqrt{\frac{f_y}{E} \frac{L_{cr}^2}{\pi^2 i^2}} = \sqrt{\frac{f_y}{E} \frac{L_{cr}^2}{\pi^2 i^2} \frac{A}{A}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{1} \frac{L_{cr}^2}{\pi^2 E \cdot J}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

Si sceglie la curva di riferimento, in base alle caratteristiche della sezione



Profilo	Asse	S 460	Altri
IPE, IPN	y-y z-z	a_0 a_0	a b
HE	y-y z-z	a a	b c
Travi saldate aperte	y-y z-z	b c	b c
Travi saldate cassone	---	b	b
U,T, piene	---	c	c
L	---	b	b

Si sceglie il coefficiente di imperfezione in base alla curva selezionata

Curva	a_0	a	b	c	d
α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

Si calcola il parametro:

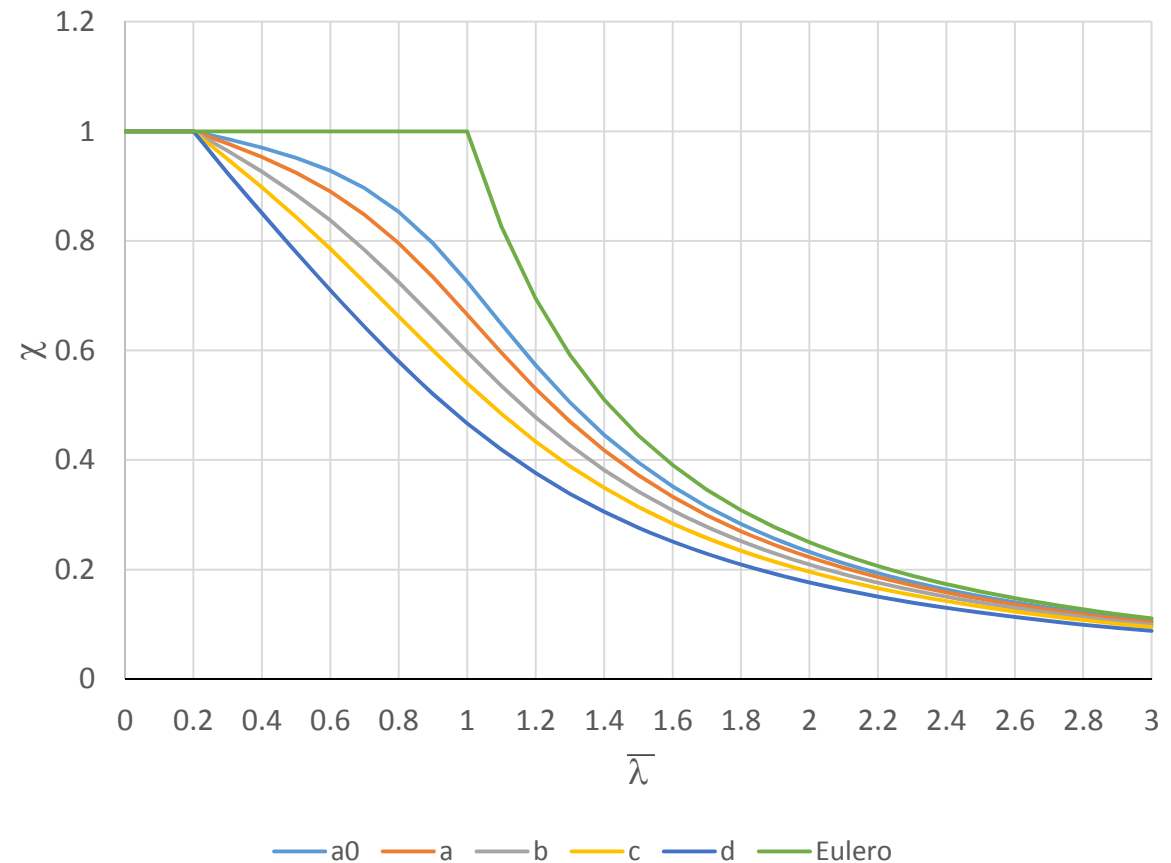
$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

da cui si ottiene infine
il coefficiente di
riduzione χ

$$\chi = \min\left(\frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}; 1\right)$$

si noti la differenza
con la soluzione
classica di Eulero che
si ottiene per:

$$\chi = \frac{\gamma_{M1}}{\bar{\lambda}^2}$$



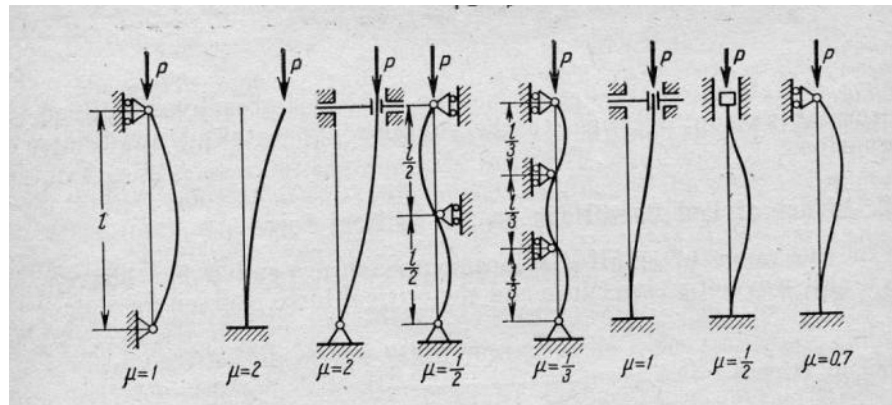
VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

Considerazioni su lunghezza libera e raggio di inerzia

$$L_{cr} = \mu \cdot L$$

dipende dalle condizioni di vincolo dell'asta



$$i = i_{\min}$$

Raggio di inerzia **minimo** della sezione dell'asta

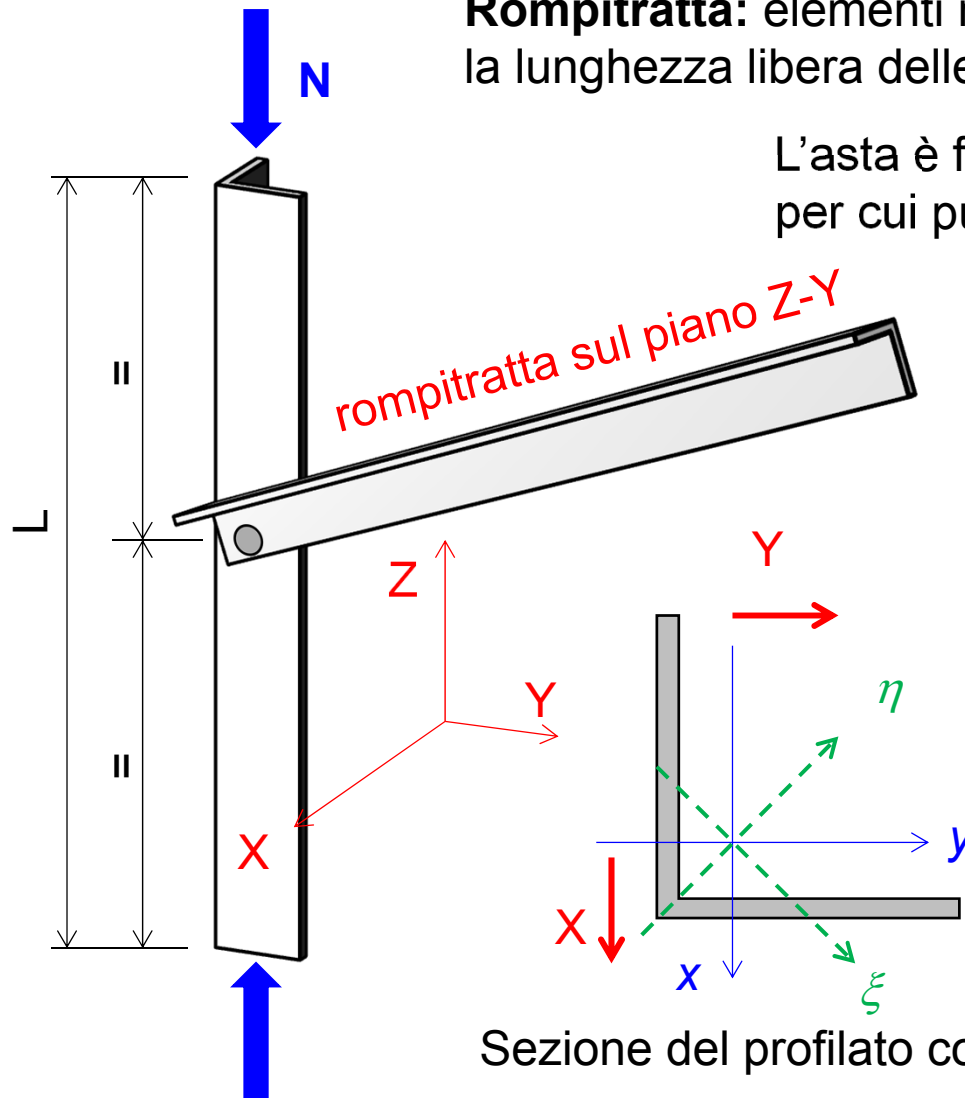
I valori forniti possono subire modifiche in caso di particolari condizioni di vincolo, legate soprattutto alla presenza di “**rompitratte**”.

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse

Rompitratta: elementi non caricati, impiegati per ridurre la lunghezza libera delle aste compresse

L'asta è fissata dal rompitratta in direzione Y, per cui può instabilizzarsi:



- su metà lunghezza nella direzione di inerzia minima

$$\lambda = \frac{L/2}{\rho_{\min}} \quad \rho_{\min} = \frac{J_{\min}}{A} = \frac{J_{\xi}}{A}$$

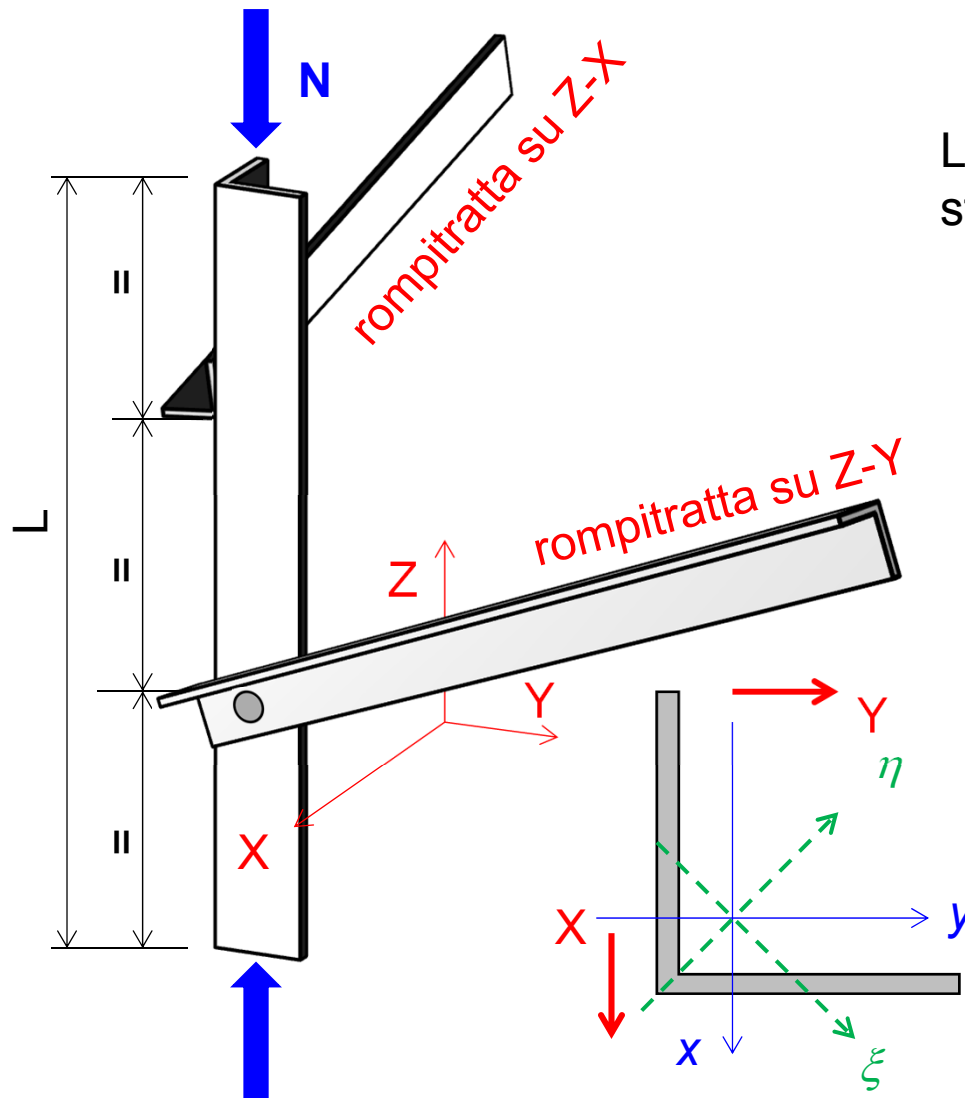
- sull'intera lunghezza nella direzione X

$$\lambda = \frac{L}{\rho_y} \quad \rho_y = \frac{J_y}{A}$$

Sezione del profilato compresso

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature uniformemente compresse



L'asta è fissata da due rompitratte sfalsati, per cui può instabilizzarsi:

- su 1/3 di lunghezza nella direzione di inerzia minima

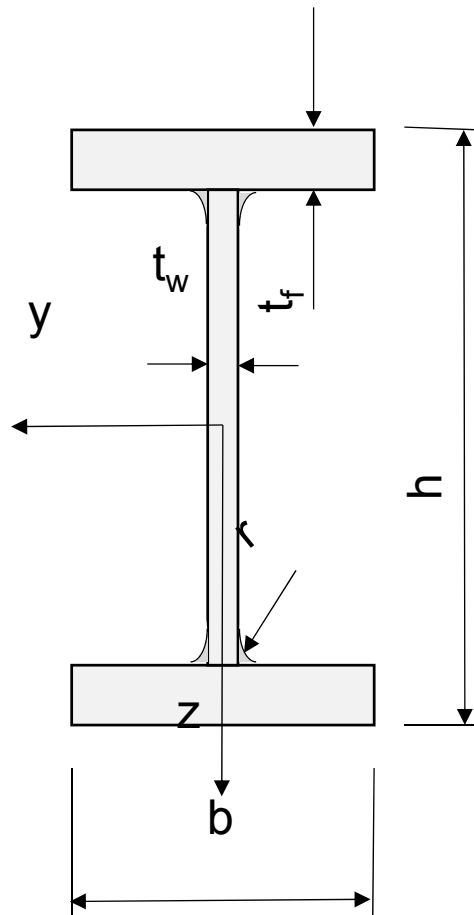
$$\lambda = \frac{L/3}{\rho_{\min}} \quad \rho_{\min} = \frac{J_{\min}}{A} = \frac{J_{\xi}}{A}$$

- su 2/3 di lunghezza nella direzione X o Y

$$\lambda = \frac{2L/3}{\rho_y} \quad \rho_y = \frac{J_y}{A}$$

Esercizio E.7

Calcolare la massima forza normale di compressione per una trave di lunghezza 5 m, sezione IPE 270, incernierata agli estremi e realizzata in acciaio S 235, S 355 o S 460.



$$\begin{aligned}
 h &= 270 \text{ mm} \\
 b &= 135 \text{ mm} \\
 t_f &= 10.2 \text{ mm} \\
 t_w &= 6.6 \text{ mm} \\
 r &= 15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Verifica alla instabilità flessio-torsionale con:

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

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}}$$

dove χ_{LT} = coefficiente di riduzione della resistenza dovuto alla instabilità.

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{per sezioni di Classe 1 e 2}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{per sezioni di Classe 3}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Si considera il parametro di snellezza:

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

Momento critico elastico per l'instabilità flessione-torsionale, che considera la sezione, la distribuzione dei carichi ed i vincoli

Per il problema classico della trave di lunghezza L , soggetta a momento flettente « y » uniforme, di sezione costante e la cui rotazione attorno ad « x » sia bloccata agli estremi, si ha:

$$M_{cr,y} = \frac{\pi}{L} \sqrt{GJ_p EJ_z}$$

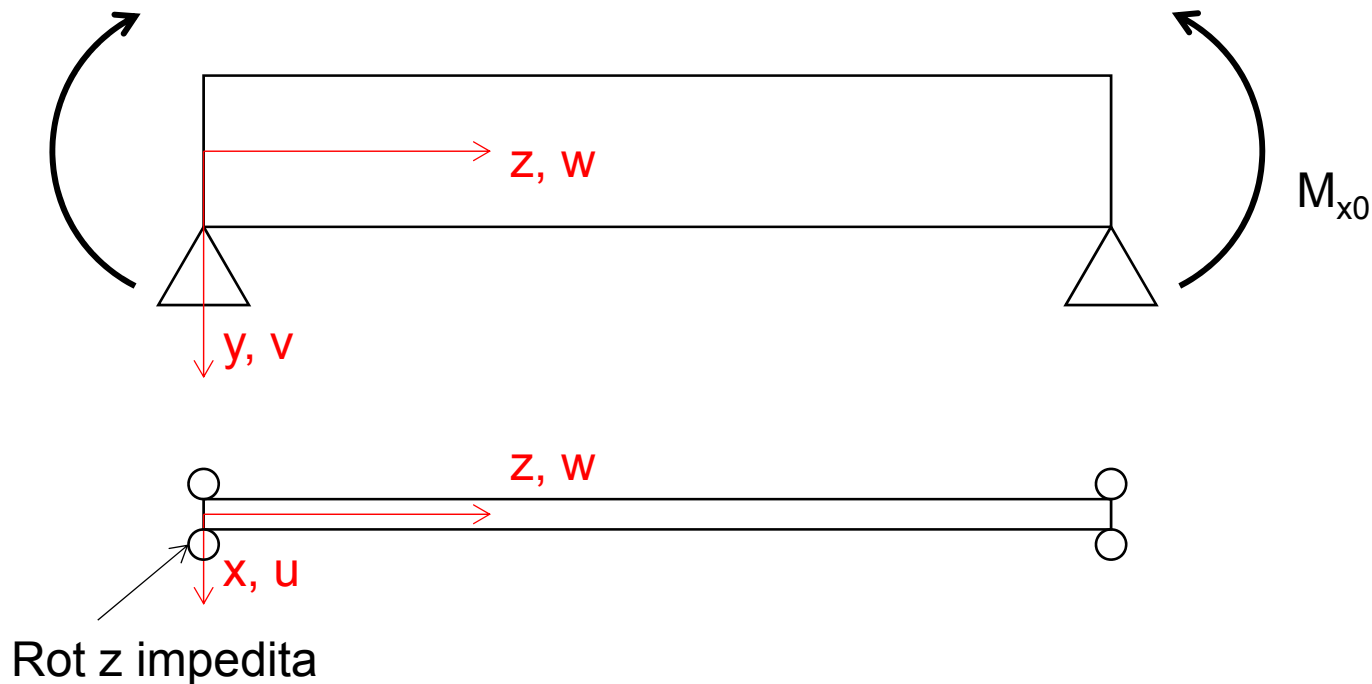
Nella EC 3 sono riportati numerosi fattori correttivi che tengono conto dei vincoli, della effettiva distribuzione del momento, etc.. Questi coefficienti non saranno discussi per brevità.

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:

Si considera una trave inflessa di sezione rettangolare appoggiata e vincolata in modo da impedire la sola rotazione Z agli estremi.



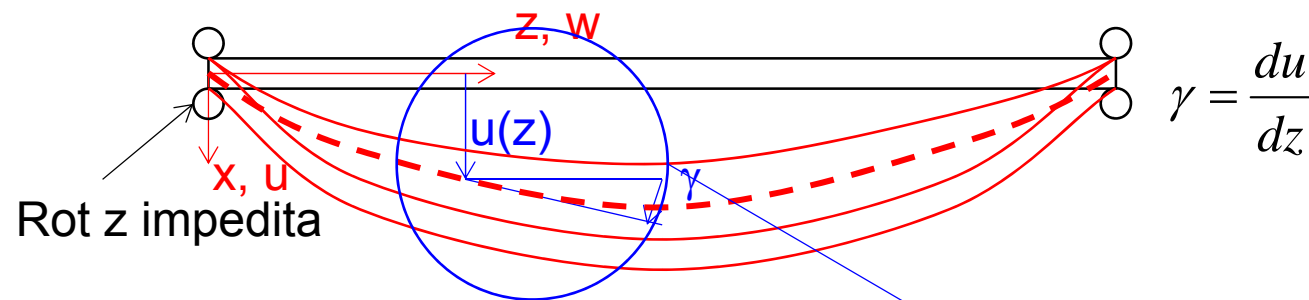
$$M_{x0} = -EJ_x \cdot \frac{d^2 v}{dz^2}$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

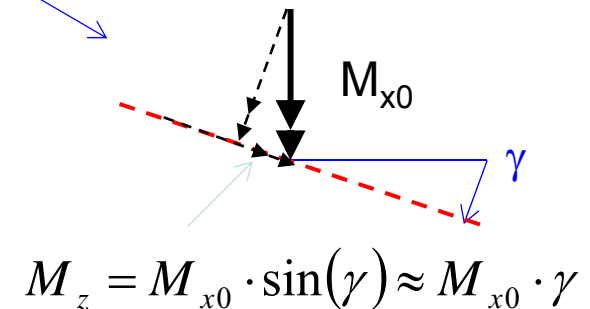
Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:

Si immagini di introdurre uno spostamento in direzione X della fibra baricentrica



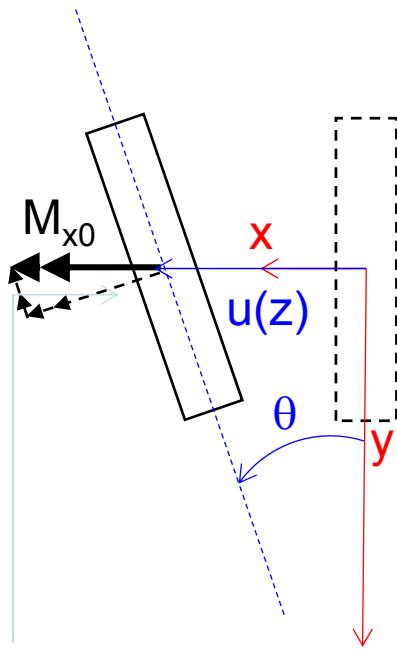
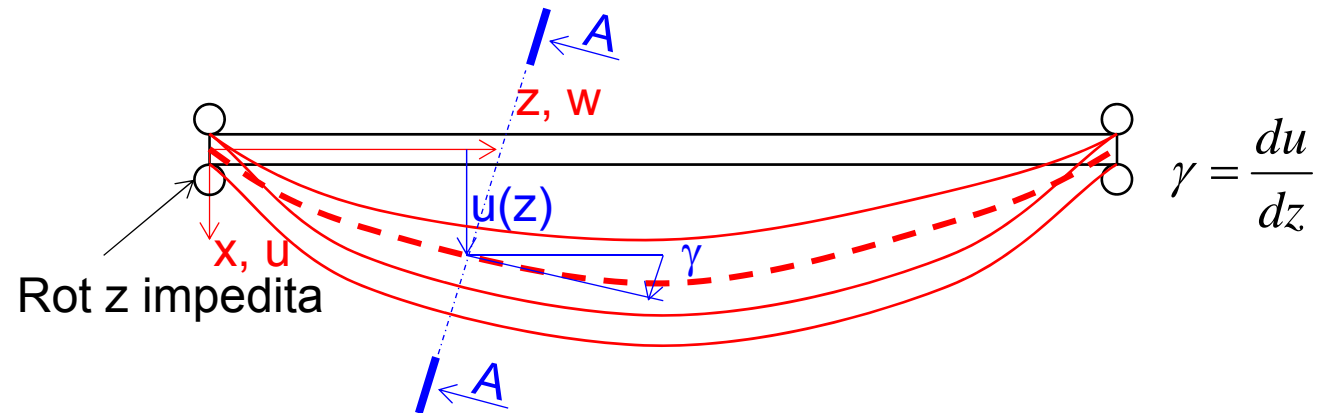
In conseguenza dello spostamento u , il momento flettente M_{x0} sviluppa una componente lungo Z (torsione)



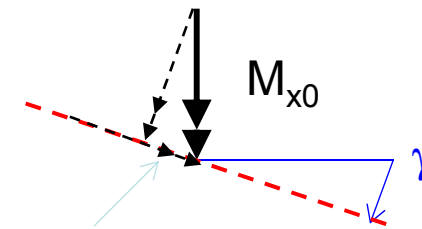
VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:



La rotazione torsionale θ implica lo sviluppo di un momento flettente M_y



$$M_y = M_{x0} \cdot \sin(\theta) \approx M_{x0} \cdot \theta$$

$$M_z = M_{x0} \cdot \sin(\gamma) \approx M_{x0} \cdot \gamma = M_{x0} \cdot \frac{du}{dz}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:

$$M_y \approx M_{x0} \cdot \theta = -EJ_y \frac{d^2 u}{dz^2}$$

$$M_z \approx M_{x0} \cdot \frac{du}{dz} = GJ_p \frac{d\theta}{dz}$$



Derivando rispetto a z

$$M_{x0} \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} = GJ_p \frac{d^2 \theta}{dz^2}$$



$$-M_{x0} \cdot \frac{M_{x0} \cdot \theta}{EJ_y} = GJ_p \frac{d^2 \theta}{dz^2}$$



$$\frac{d^2 \theta}{dz^2} + \frac{M_{x0}^2}{GJ_p EJ_y} \theta = 0$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:

$$\frac{d^2\theta}{dz^2} + \frac{M_{x0}^2}{GJ_p EJ_y} \theta = 0$$
$$\frac{d^2\theta}{dz^2} + \lambda^2 \cdot \theta = 0$$
$$\lambda^2 = \frac{M_{x0}^2}{GJ_p EJ_y}$$
$$\theta = A \cdot \sin(\lambda z) + B \cdot \cos(\lambda z)$$
$$c.c. \begin{cases} z = 0 & \theta = 0 \\ z = L & \theta = 0 \end{cases}$$
$$c.c. \begin{cases} z = 0 & \theta = 0 \\ z = L & \theta = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} B = 0 \\ A \sin(\lambda L) = 0 \end{cases}$$
$$A \neq 0 \Rightarrow \lambda L = n\pi \quad n \in \mathbb{N}$$
$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{GJ_p EJ_y}$$

VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

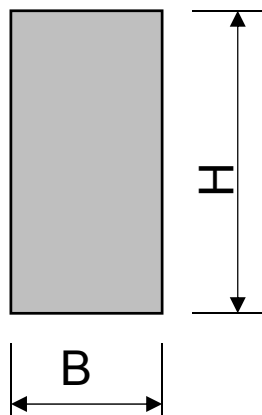
Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessione-torsionale:

Il valore di M_{cr} dipende fortemente dalla forma della sezione e dalla lunghezza della trave. A titolo di esempio, per una sezione rettangolare si ha:

$$J_x = \frac{BH^3}{12} \quad J_y = \frac{HB^3}{12} \quad J_t = \frac{HB^3}{3}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{GJ_p EJ_y} = \frac{\pi E}{L \sqrt{2(1+\nu)}} \sqrt{\frac{HB^3}{12} \frac{HB^3}{3}} = \frac{\pi E}{L \sqrt{2(1+\nu)}} \frac{HB^3}{6}$$



$$M_{\max} = \frac{\sigma_{amm} J_x}{H/2} = \frac{\sigma_{amm} BH^2}{6}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_{\max}} = \frac{\pi E}{\sigma_{amm} \sqrt{2(1+\nu)}} \frac{B}{H} \frac{B}{L}$$

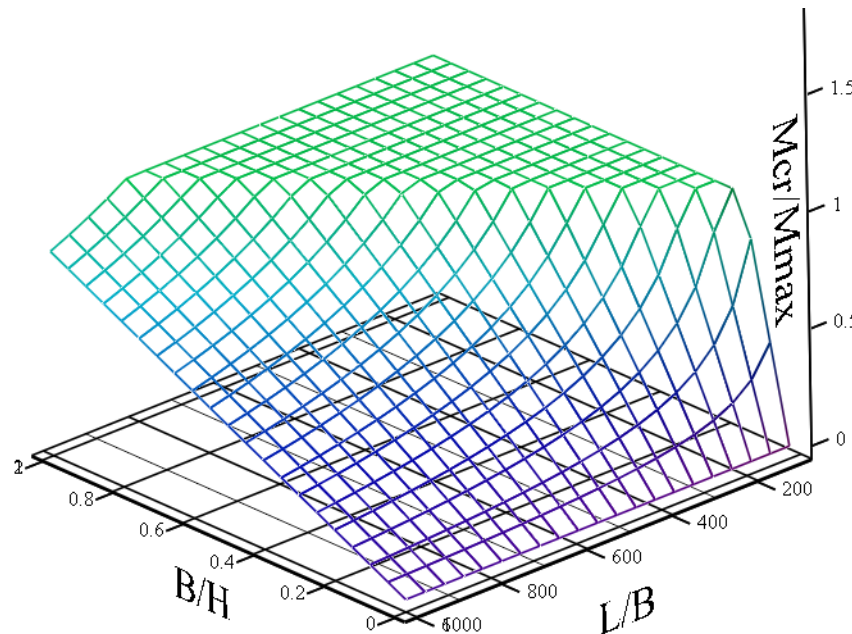
VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Derivazione momento critico per instabilità flessio-torsionale:

Instabilità flessio-torsionale

Nella figura viene riportato il valore $\text{MIN}(M_{cr}/M_{\max}, 1)$. Si nota chiaramente l'influenza della forma della sezione e della lunghezza della trave.



$$\frac{M_{cr}}{M_{\max}} = \frac{\pi E}{\sigma_{amm} \sqrt{2(1+\nu)}} \frac{B}{H} \frac{B}{L}$$



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

Instabilità - Membrature inflesse

Si seleziona la curva di riferimento:

Sezione	Limiti	Curva
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni		d

In base alla curva selezionata si ottiene il coefficiente di imperfezione

Curva	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76



VERIFICA PER GLI SLU – RESISTENZE DI PROGETTO

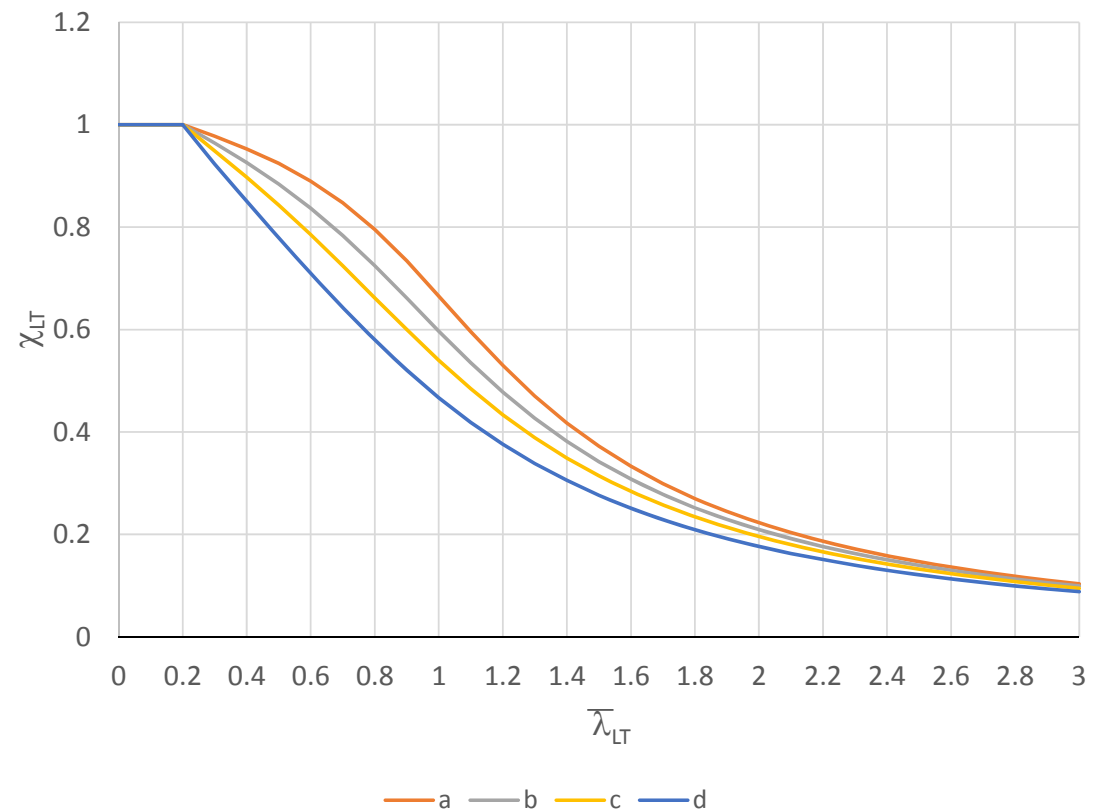
Instabilità - Membrature inflesse

Si calcola il parametro:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

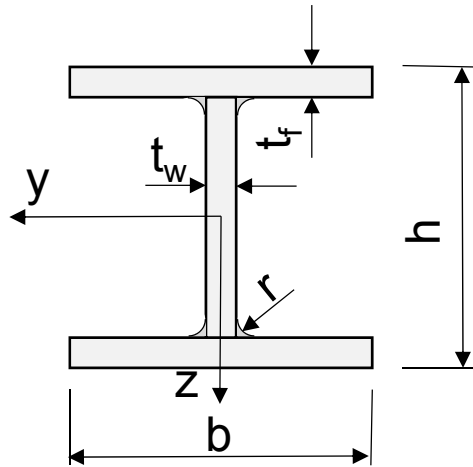
da cui si ottiene infine
il coefficiente di
riduzione χ

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}; 1 \right)$$



Esercizio E.8

Calcolare il massimo momento flettente ammissibile per instabilità flessione-torsionale per una trave di lunghezza $L=5$ m, sezione HE 240 A, in acciaio S 235, S 355 ed S 460.



$$h = 230 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

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

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

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



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Classi di Bulloni

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Coefficienti parziali di sicurezza

Categoria	CPS	Val.
Resistenza di bulloni, saldature e a rifollamento	γ_{M2}	1.25
Resistenza allo scorrimento SLU	γ_{M3}	1.25
Resistenza allo scorrimento SLS	$\gamma_{M3,ser}$	1.1
Serraggio bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Categorie di Giunzioni Bullonate

Resistenza a taglio

Categoria	Criteri	Osservazioni
Connessioni a taglio		Resistenza a rifollamento
A – A contatto	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Classi da 4.6 a 10.9. Precarico non richiesto
B – Ad attrito alla SLS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Bulloni precaricati Classi 8.8 o 10.9
C – Ad attrito allo SLU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Bulloni precaricati Classi 8.8 o 10.9
Connessioni a trazione		Resistenza a trazione
D – Non precaricata	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Classi da 4.6 a 10.9 Precarico non richiesto
E - Precaricata	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Bulloni precaricati Classi 8.8 o 10.9

Resistenza a scorrimento

Resistenza sezione netta

Resistenza a trazione

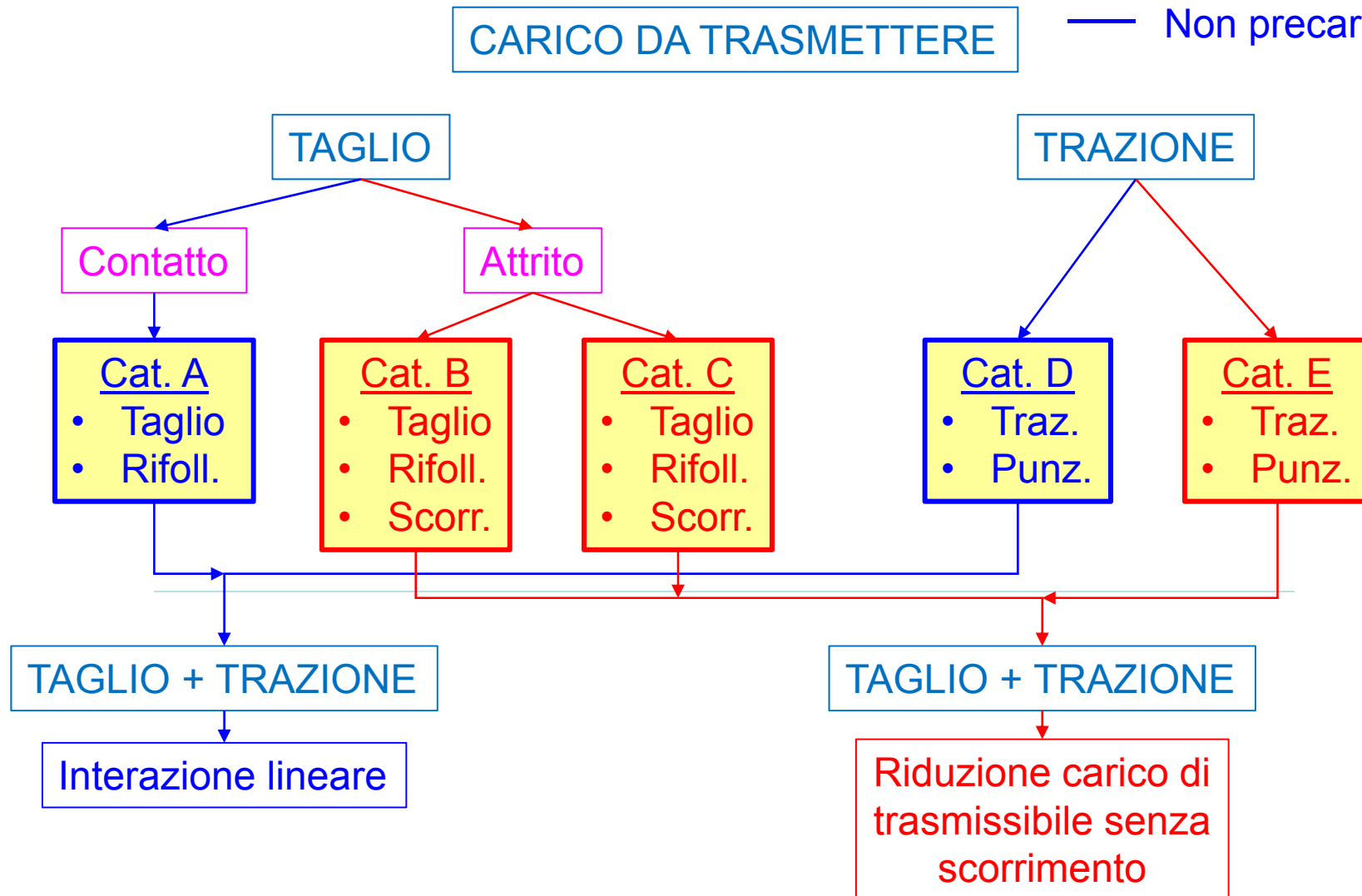
Resistenza a punzonamento



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Categorie di Giunzioni Bullonate

— Precaricati
— Non precaricati



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Resistenza a taglio

La resistenza a taglio dei bulloni è data da:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Area bullone

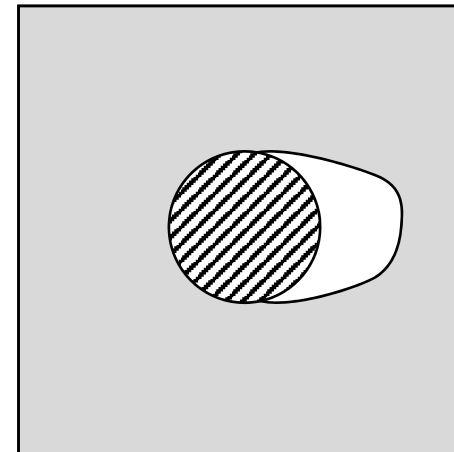
Resistenza a rifollamento

La resistenza a rifollamento è data da:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 f_u d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Diametro bullone

Spessore lamiera



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Resistenza a trazione

La resistenza a trazione è data da:

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

Area resistente
a trazione

NB: la resistenza a trazione **non** è influenzata dal pre-carico

Resistenza a «punzonamento»

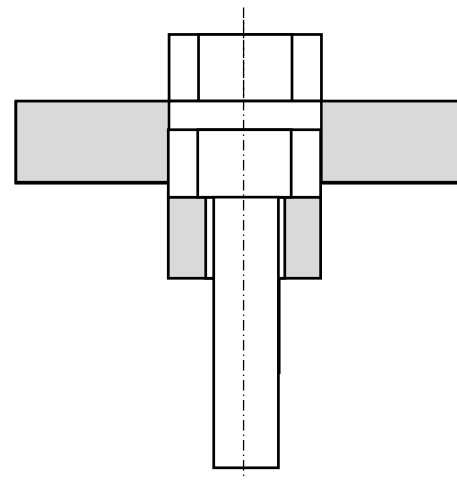
La resistenza a trazione è data da:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Diametro testa
bullone/dado

Spessore lamiera

Resistenza ultima
materiale lamiera



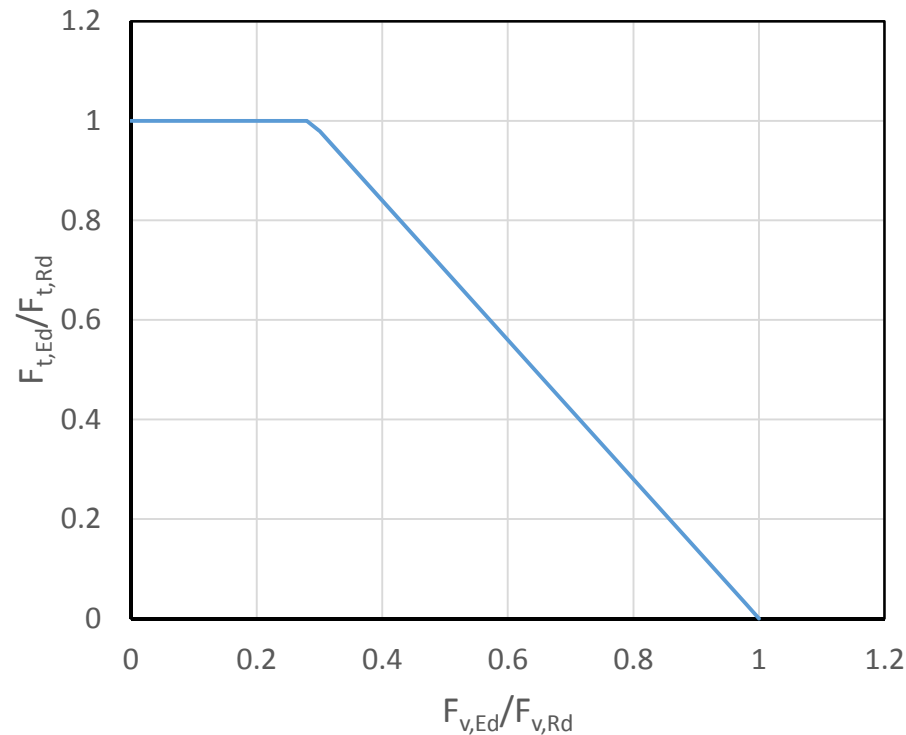


VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Resistenza a trazione e taglio per giunzioni delle categorie A+D

La resistenza in presenza contemporanea di azioni taglianti e di trazione, per giunzioni non precaricate, verificate a taglio in categoria A ed a trazione in categoria D, è data da:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Resistenza allo scorrimento

La resistenza allo scorrimento di un bullone precaricato è data da:

Coefficiente che dipende dal tipo di foro (ordinari =1, sovradim. =0.85,...)

n° superfici a contatto

Coefficiente di attrito (da 0.2 a 0.5 a seconda del trattamento superficiale)

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

Precarico

$$F_{p,C} = \frac{0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M7}}$$

VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

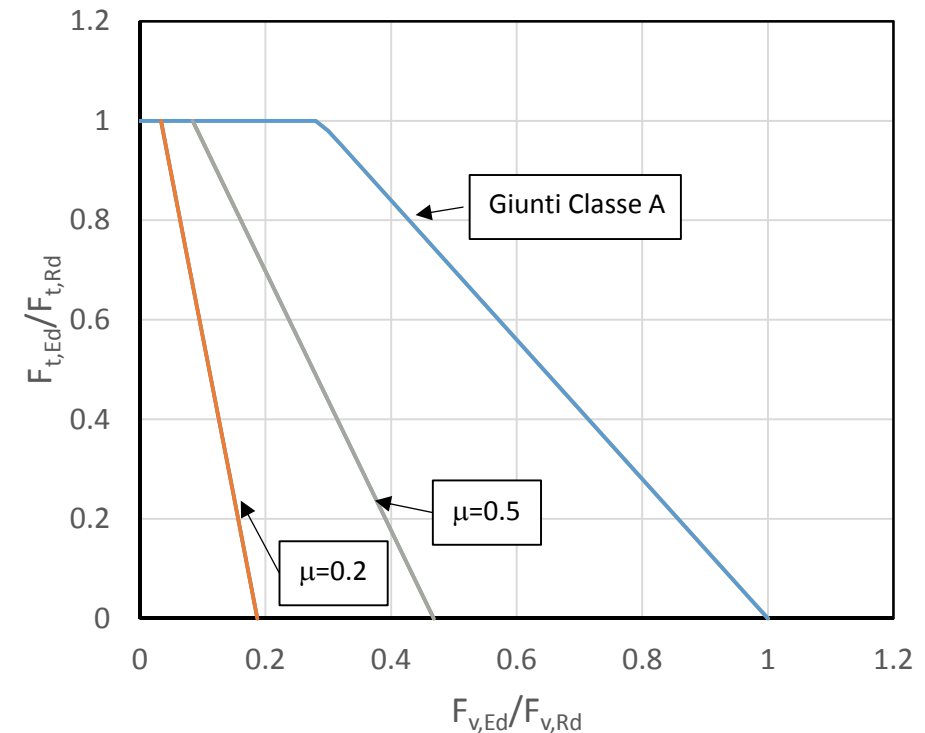
Resistenza a trazione e taglio per giunzioni delle Categorie B-C ed E

La resistenza in presenza contemporanea di azioni taglianti e di trazione, per giunzioni verificate a scorrimento in categoria B, è data da:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3,ser}} (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed,ser})$$

per giunzioni verificate a scorrimento in categoria C, è data da:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed})$$



VERIFICA GIUNZIONI - BULLONI

Resistenza a trazione e taglio per giunzioni di Categoria B e C

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

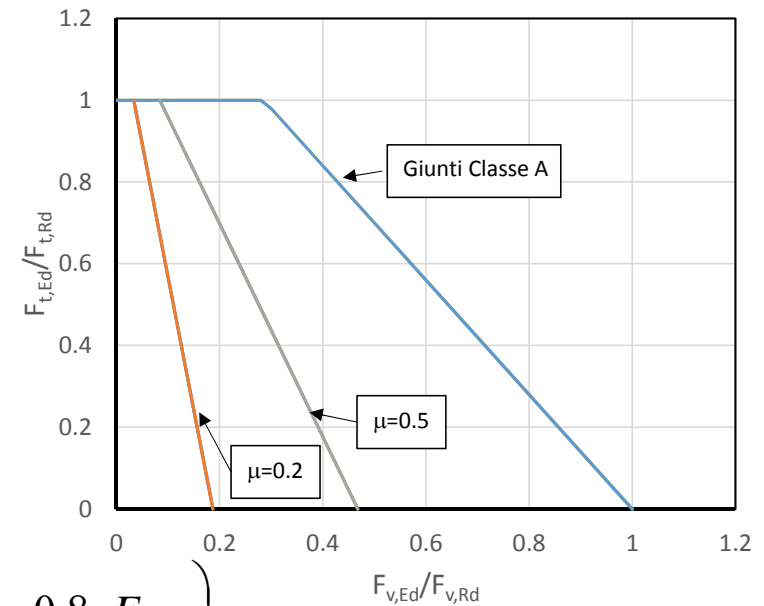
$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9}{0.7 \gamma_{M2}} F_{p,C}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6}{0.72} \cdot F_{t,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed}) = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \left(\frac{0.7 \gamma_{M2}}{0.9} \cdot F_{t,Rd} - 0.8 \cdot F_{t,Ed} \right)$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \left(\frac{0.7 \gamma_{M2}}{0.9} \cdot \frac{F_{t,Rd}}{\frac{0.6}{0.72} \cdot F_{t,Rd}} - \frac{0.8 \cdot F_{t,Ed}}{\frac{0.6}{0.72} \cdot F_{t,Rd}} \right) =$$

$$= \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \left(\frac{0.7 \gamma_{M2}}{0.9} \frac{0.72}{0.6} - \frac{0.8 \cdot 0.72}{0.6} \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right)$$



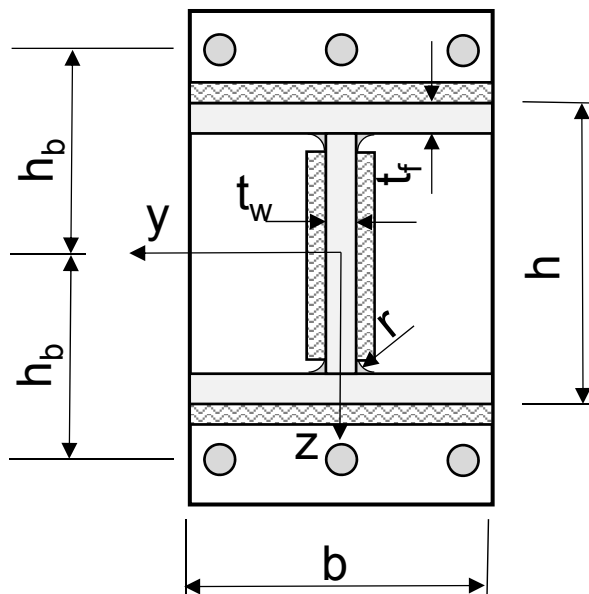
Esercizio E.9

Calcolare il diametro minimo dei bulloni del giunto mostrato in Figura chiamato a trasmettere:

- momento flettente «y-y» = 40 kNm
- Taglio «z» = 110 kN

Si chiede di condurre la verifica contro:

- Rottura per taglio, bulloni non pre-caricati tipo 4.8
- Scorrimento allo SLU, bulloni pre-caricati tipo 10.9



$$h = 230 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

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

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

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

$$h_b = 150 \text{ mm}$$

$$t_p = 12 \text{ mm (spessore piastra)}$$

$$S 235 \text{ (materiale piastra)}$$

VERIFICA GIUNZIONI - SALDATURE

Resistenza statica di saldature a cordone d'angolo

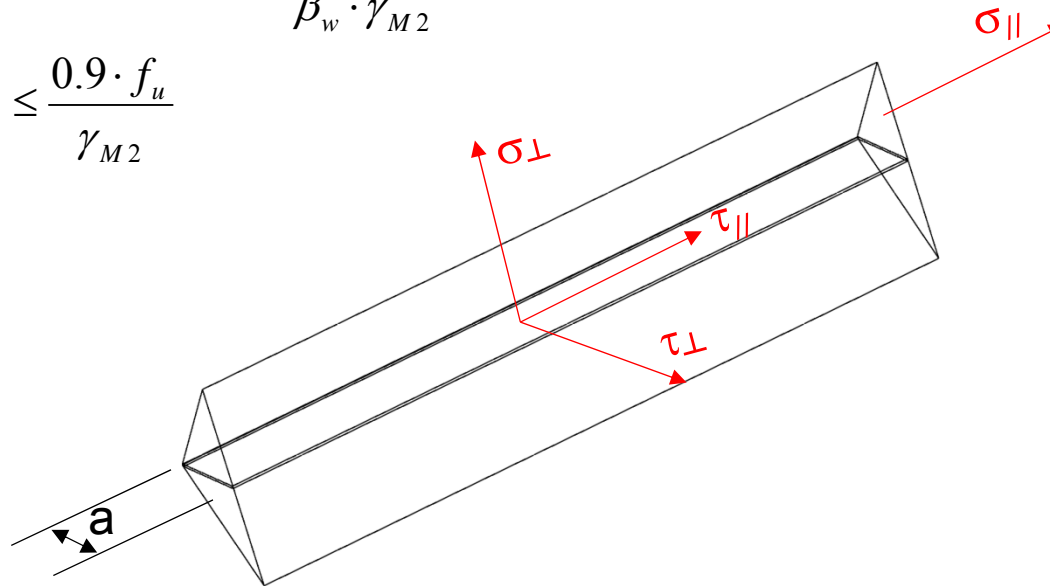
Metodo Direzionale

Le tensioni convenzionali devono essere calcolate con riferimento al piano effettivo della sezione di gola (non ribaltata).

Le tensioni calcolate devono soddisfare entrambe le relazioni seguenti:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$



Acciaio	β_w
S235	0.8
S275	0.85
S355	0.9
S420	1.0
S460	1.0



VERIFICA GIUNZIONI - SALDATURE

Resistenza statica di saldature a cordone d'angolo

Metodo Semplificato

La risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dal cordone deve rispettare la seguente condizione:

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd}$$

$$F_{W,Rd} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a$$

$$F_{W,Rd} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \quad \Rightarrow \quad \sigma_{tot} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Piano $\sigma_{\perp} - \tau_{\perp}$, $\beta_w = 0.85$

Metodo Direzionale

$$\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 \leq \left(\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \right)^2$$

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{\left(\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \right)^2} + \frac{3\tau_{\perp}^2}{\left(\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \right)^2} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{\perp}}{f_u} \leq 0.9 \cdot \beta_w$$

$$\beta_w \cdot \gamma_{M2}$$

Metodo Semplificato

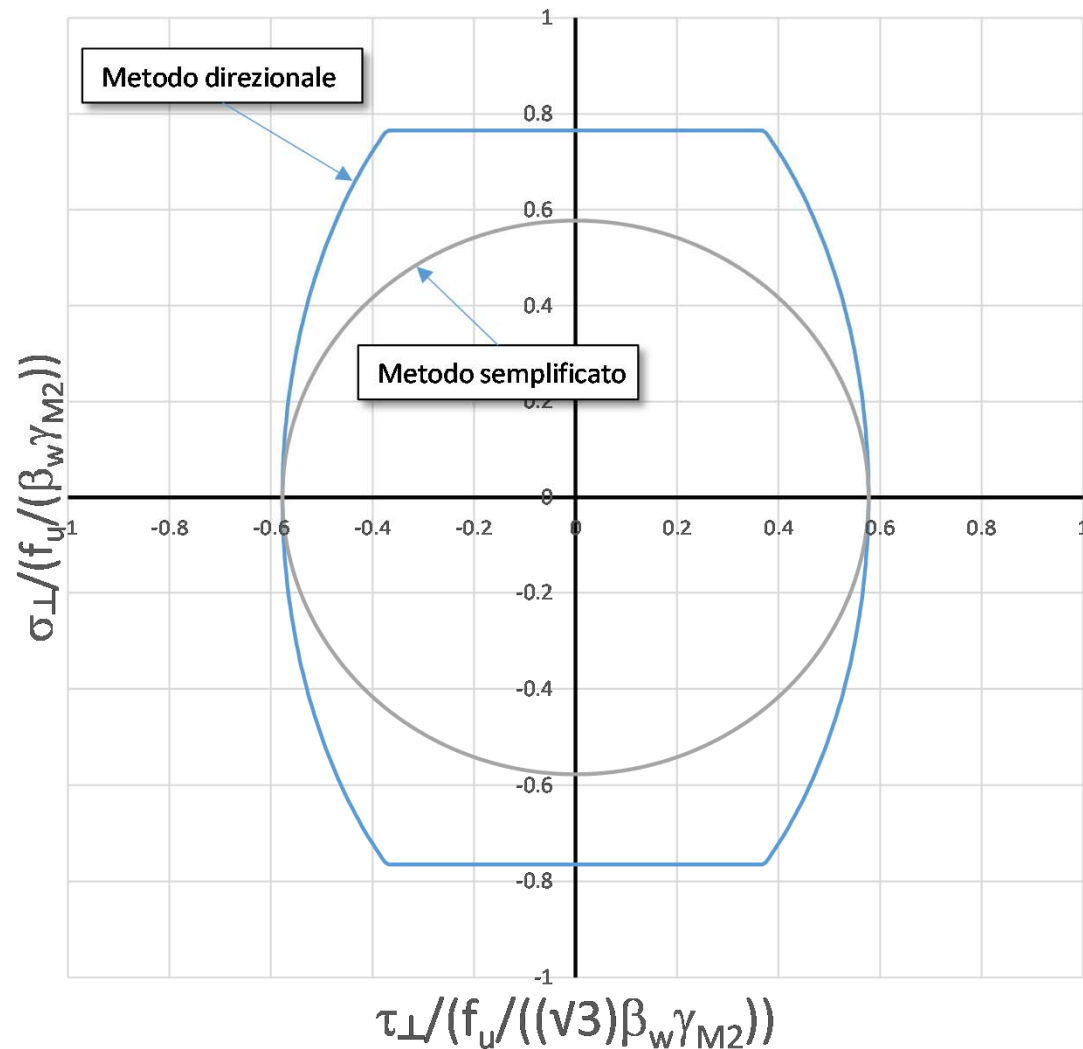
$$F_{W,Rd} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a$$

$$\sigma_{tot} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{\sigma_{tot}}{f_u} \leq \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$\beta_w \cdot \gamma_{M2}$$

Confronto metodo Direzionale - Metodo Semplificato





VERIFICA GIUNZIONI - SALDATURE

Resistenza statica di saldature a piena penetrazione

Si assume semplicemente che la saldatura a piena penetrazione abbia una resistenza statica uguale a quella del più debole tra i due elementi uniti.

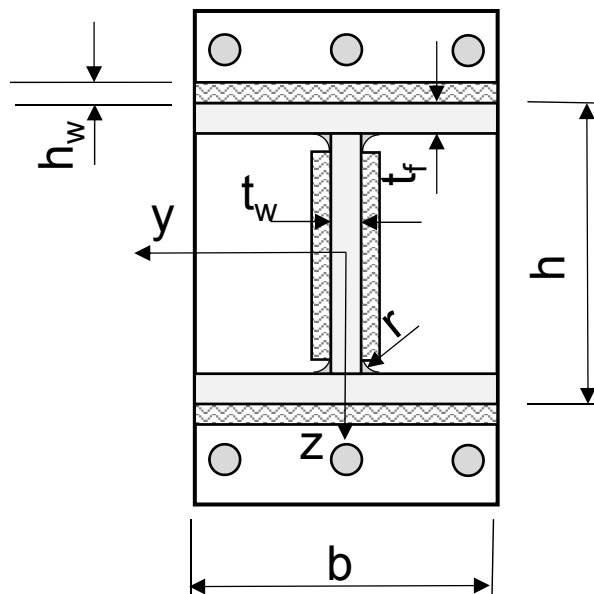
Esercizio E.10

Condurre la verifica a rottura statica del giunto saldato a cordoni d'angolo mostrato in Figura chiamato a trasmettere:

- momento flettente «y-y» = 40 kNm
- Taglio «z» = 110 kN

Si chiede di condurre la verifica con:

- Metodo direzionale
- Metodo semplificato



$$h = 230 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

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

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

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

$$h_w = 10 \text{ mm (lato cordone)}$$

$$S 235 \text{ (materiale lamiera)}$$

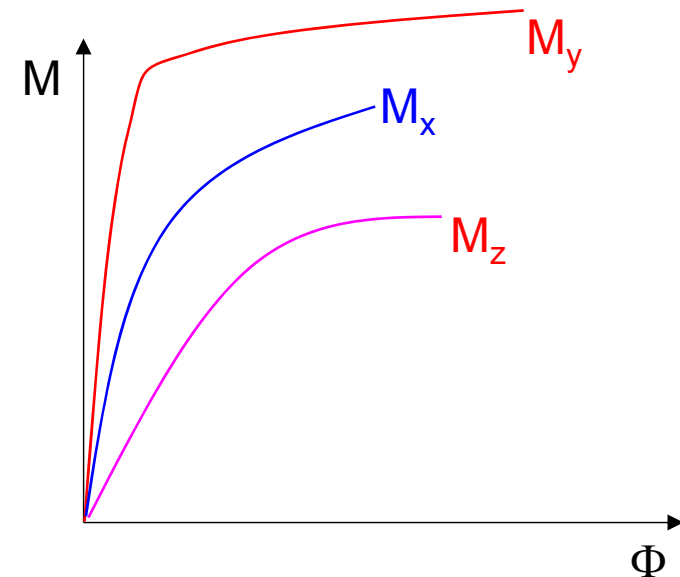
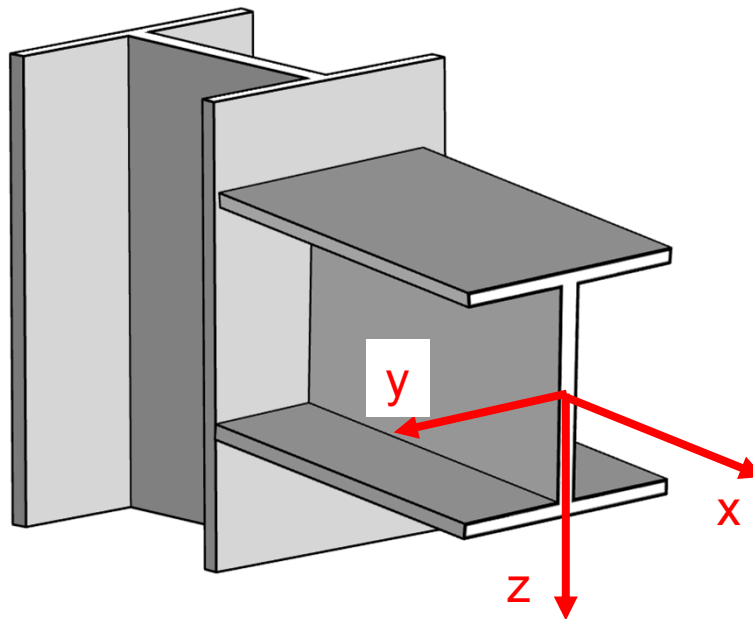
COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti

L'EC 3 opera una classificazione piuttosto complessa dei giunti, soprattutto in relazione alla loro modellazione nell'analisi strutturale.

In generale un giunto strutturale presenta un comportamento variabile da molto rigido a molto flessibile.

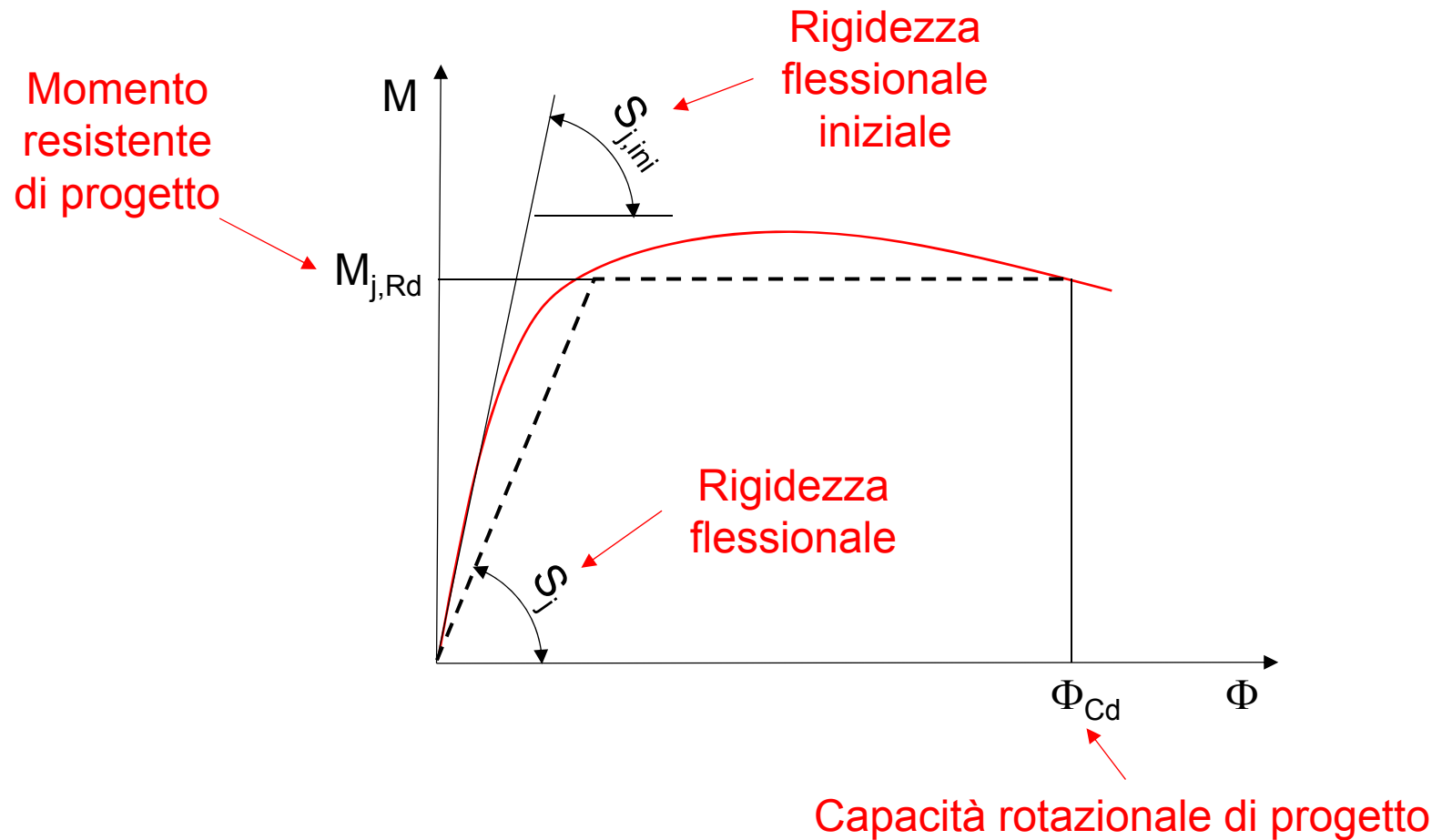
A complicare ulteriormente le cose, tale comportamento può essere molto diverso per le diverse caratteristiche di sollecitazione agenti.



COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti

La curva generica elasto-plastica di un giunto può essere approssimata con una idealizzata



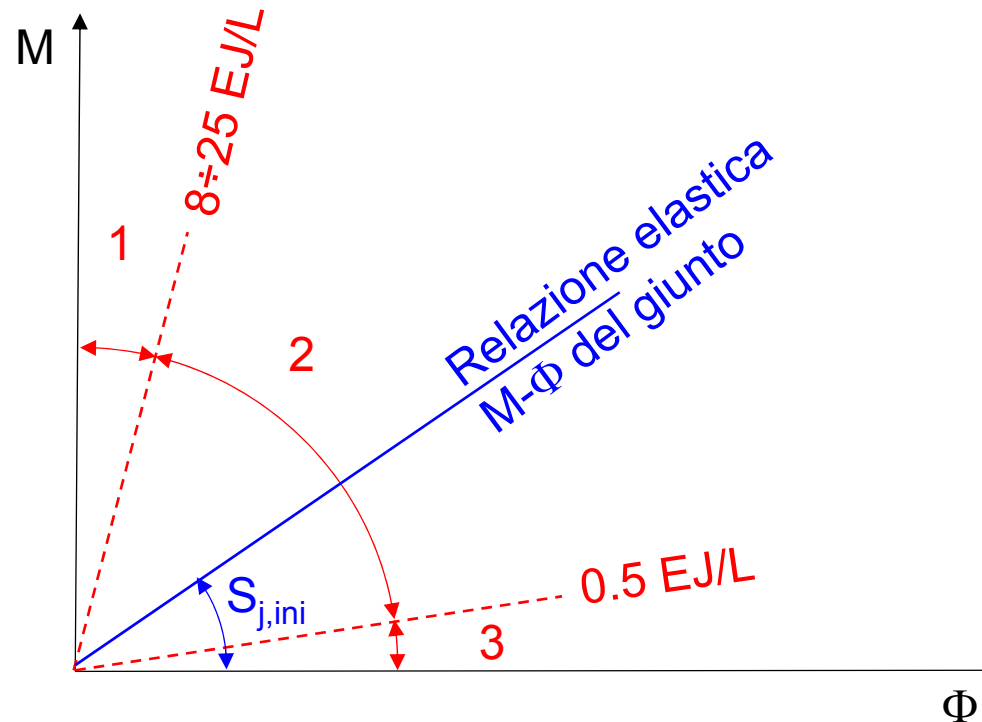
COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti secondo la rigidezza

I collegamenti sono classificati in base alla loro rigidezza in:

1. Rigidi
2. Semirigidi
3. Nominalmente incernierati

La classificazione si basa sul valore della rigidezza elastica $S_{j,ini}$, e sul seguente diagramma





COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti secondo la resistenza

I collegamenti sono classificati in base alla loro resistenza in:

- ***A completo ripristino di resistenza:*** la resistenza del giunto è almeno pari a quella plastica più piccola tra le strutture collegate
- ***Nominalmente incernierati:*** collegamenti in grado di trasmettere le forze interne senza sviluppare momenti significativi; un collegamento si può classificare come «nominalmente incernierato» se il suo Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$ non supera il 25% di quello richiesto per il completo ripristino di resistenza
- ***A parziale ripristino di resistenza:*** un collegamento che non soddisfa nessuno dei due requisiti precedenti

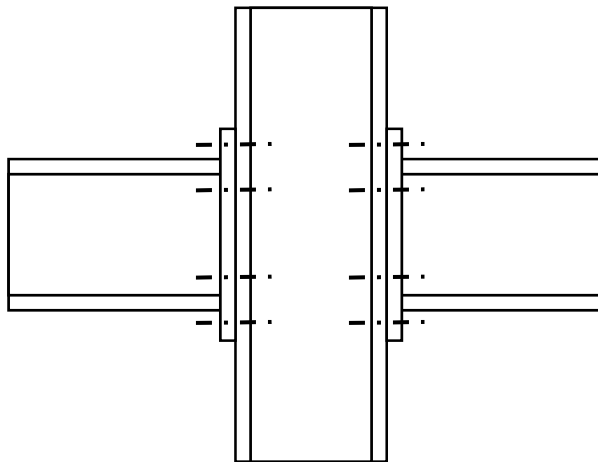
COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti – Calcolo rigidezza e resistenza

Il calcolo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dei collegamenti può essere ottenuto:

- Sperimentalmente
- Tramite modelli FEM
- Tramite Modelli analitici (disponibili per alcune geometrie tipiche nell'EC 3)

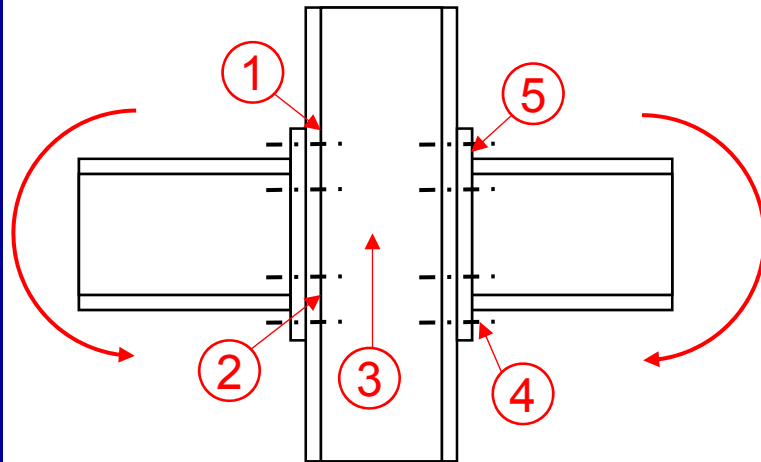
Esempio: giunto trave colonna – calcolo rigidezza



Il giunto è schematizzato come un'insieme di molle in serie/parallelo. Ogni molla rappresenta un «componente» del giunto. Per ogni componente la rigidezza è fornita tramite relazioni approssimate.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti – Calcolo rigidezza e resistenza



1 – Individuazione componenti

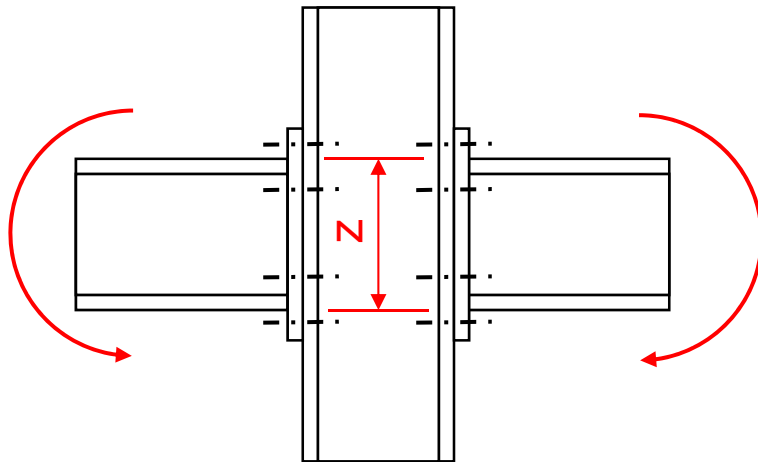
1. Ala tesa
2. Ala compressa
3. Anima a taglio
4. Bulloni compressi
5. Bulloni tesi

Componente	Coefficient
Pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio	<p>Non irrigidito, collegamento da un solo lato, o da ambo i lati con simili altezze delle travi</p> $k_1 = \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z}$ <p>z è il braccio della coppia secondo la figura 6.15; β è il parametro di trasformazione secondo il punto 5.3(7)</p>

2 – Calcolo rigidezza per ogni componente

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

Classificazione dei giunti – Calcolo rigidezza e resistenza



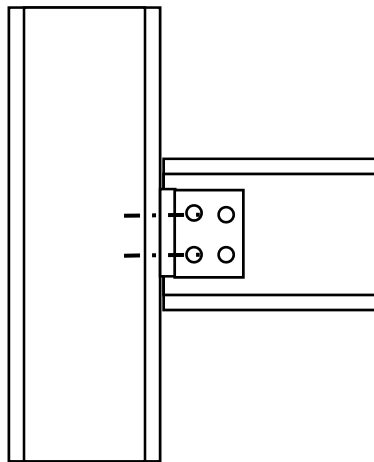
3 – Calcolo rigidezza giunto

$$S_{j,ini} \leq \frac{E \cdot z^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}}$$

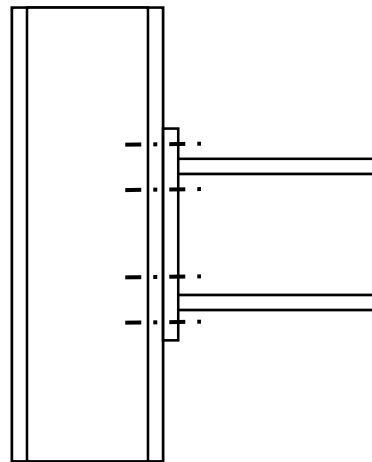
z = braccio equivalente della coppia

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEI GIUNTI

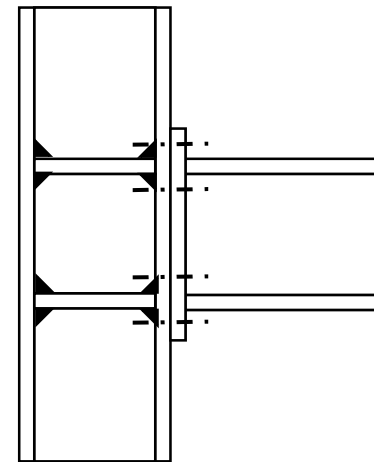
Classificazione dei giunti – Esempi di giunti



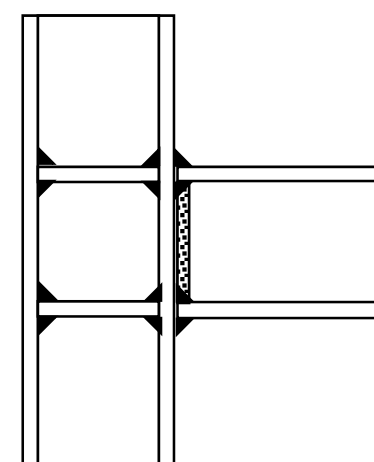
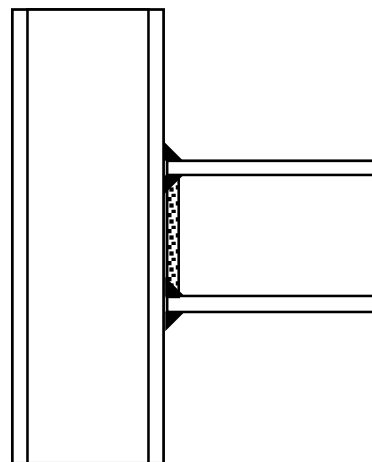
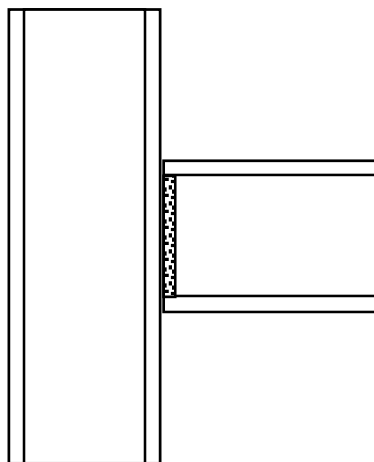
Nominalmente
incernierati



Semi-rigidi



Rigidi

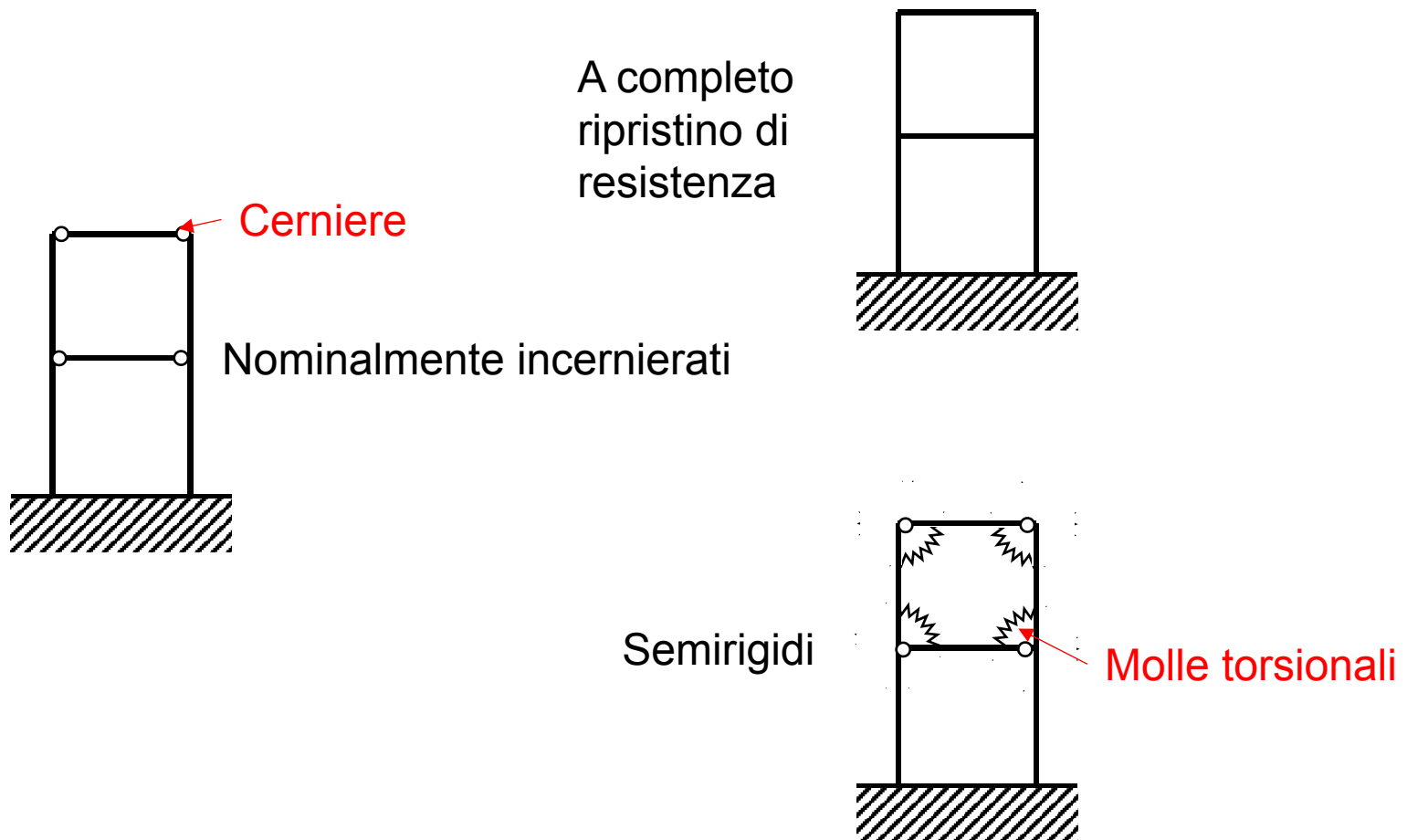


MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti del comportamento delle giunzioni

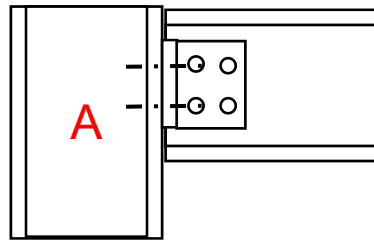
I collegamenti sono classificati in base alla loro rigidezza.

Il modello viene costruito tenendo conto della classificazione:

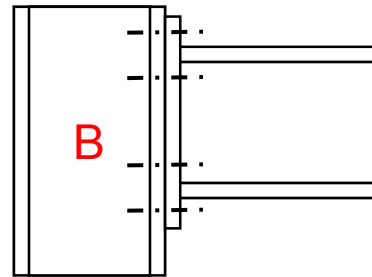


Esercizio E.11

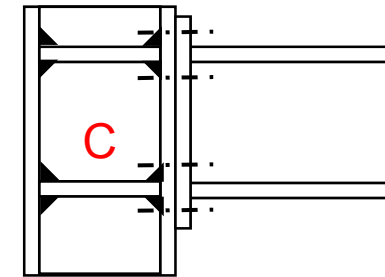
Considerando molto elevata la rigidezza delle colonne, calcolare la distribuzione del momento flettente nella trave orizzontale del portale mostrato in Figura, tenendo conto della rigidezza delle giunzioni di estremità, che possono essere realizzate nei tre modi seguenti:



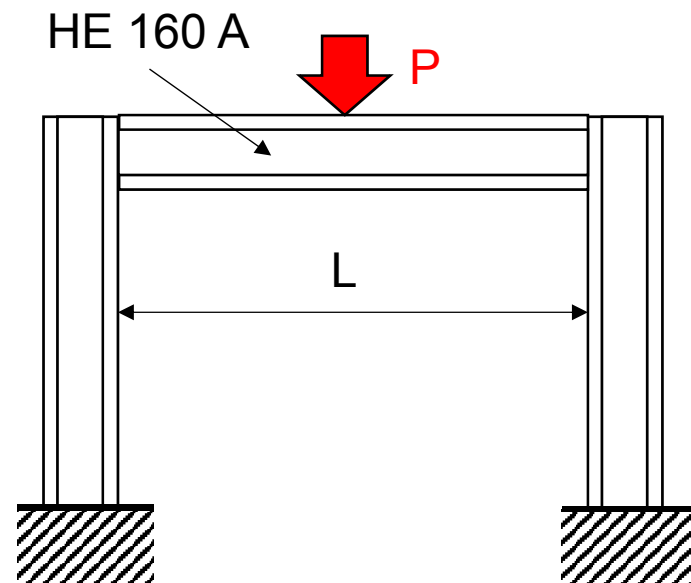
$$S_{i,ini_A} = 300 \text{ Kn}\cdot\text{m}$$



$$S_{i,ini_B} = 4000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$S_{i,ini_C} = 20000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Dati HE 160 A

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

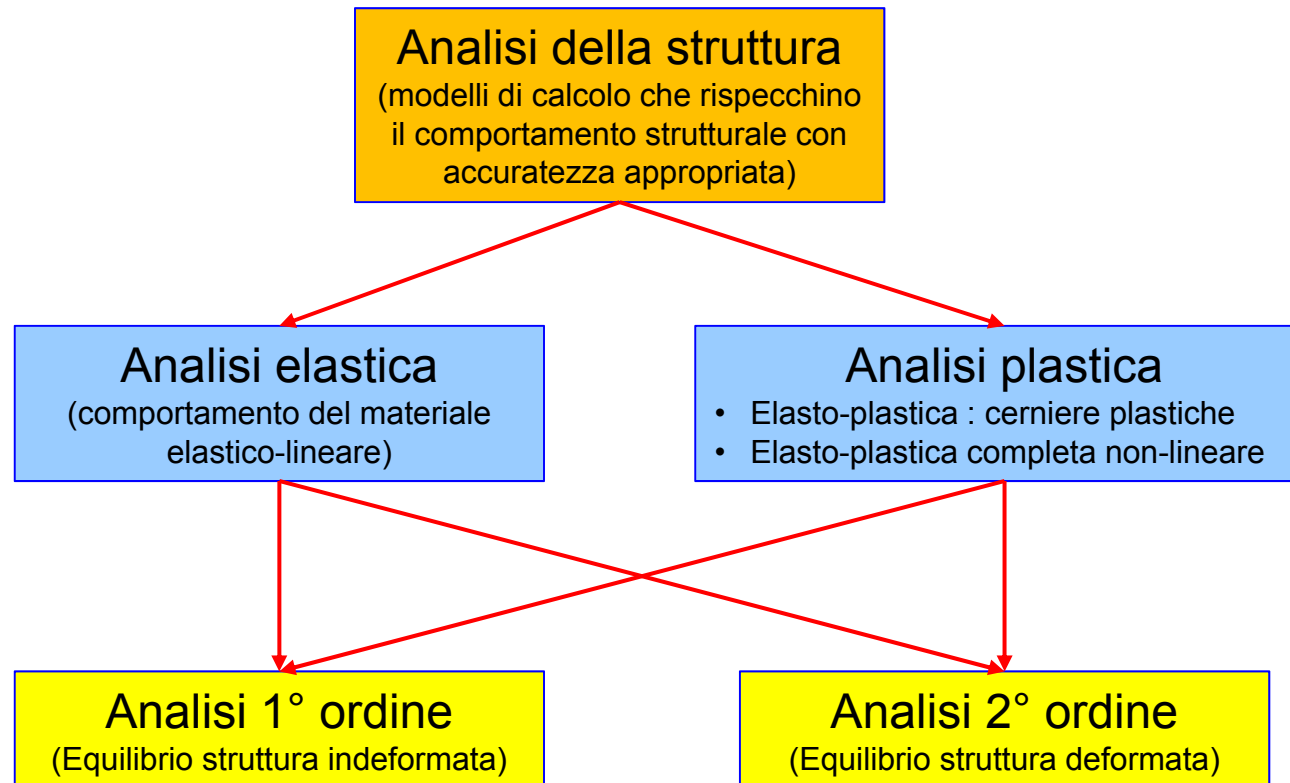
$$r = 15 \text{ mm}$$

$$P = 25 \text{ kN}$$

$$L = 5 \text{ m}$$



MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE





MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura

- L'analisi del primo ordine si può impiegare quando gli incrementi delle azioni interne prodotti dalle deformazioni possono essere trascurati.
- Questo può ritenersi vero se:

$$\alpha_{cr} \leq \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq \begin{cases} 10 & \text{per l'analisi elastica} \\ 15 & \text{per l'analisi plastica} \end{cases}$$

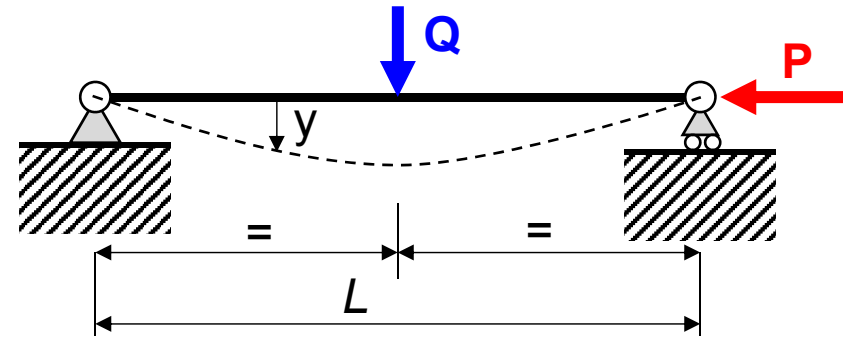
F_{Ed} = Carico di progetto

F_{cr} = Carico critico di instabilità elastica globale, basato sulle rigidezze elastiche iniziali

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura (giustificazione).

Si consideri la trave (per simmetria si studia il tratto $0 \leq x \leq L/2$):



$$M(x) = \frac{Q}{2} \cdot x + P \cdot y$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -M(x)$$

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} + P \cdot y = -\frac{Q}{2} \cdot x$$

$$k^2 = \frac{P}{EJ}$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 \cdot y = -\frac{Q}{2EJ} \cdot x$$

$$y(x) = A \cos(kx) + B \sin(kx) - \frac{Q}{2P} x$$

$$y(0) = A = 0$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=L/2} = Bk \cos\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{Q}{2P} = 0$$

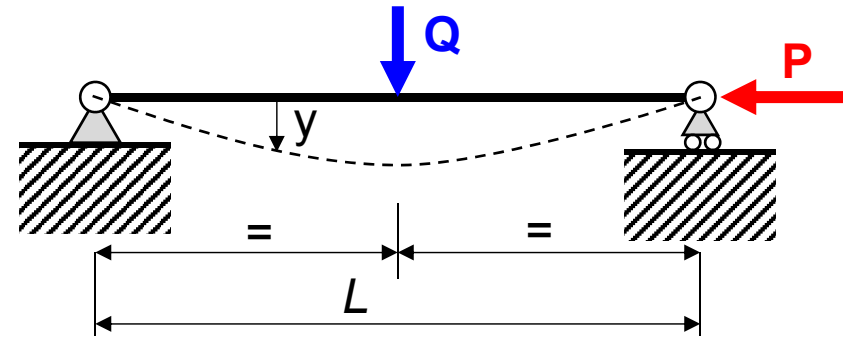
$$B = \frac{Q}{2Pk \cos\left(\frac{kL}{2}\right)}$$

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura (giustificazione).

Soluzione

$$y(x) = \frac{Q}{2Pk \cos\left(\frac{kL}{2}\right)} \sin(kx) - \frac{Q}{2P} x$$



In particolare interessa:

$$y_{\max} = y\left(\frac{L}{2}\right) = \delta = \frac{Q}{2Pk \cos\left(\frac{kL}{2}\right)} \sin\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{Q}{2P} \frac{L}{2}$$

$$\delta = \frac{Q}{2Pk} \left[\tan\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{kL}{2} \right]$$

$$\delta = \frac{Q}{2Pk} \frac{L^3}{24EJ} \frac{24EJ}{L^3} \left[\tan\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{kL}{2} \right]$$

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura (giustificazione).

$$\delta = \frac{Q}{2Pk} \frac{L^3}{24EJ} \frac{24EJ}{L^3} \left[\tan\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{kL}{2} \right]$$

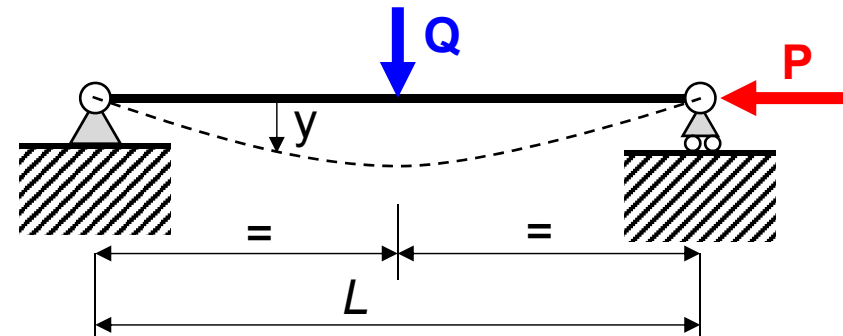
$$\delta = \frac{QL^3}{48EJ} \frac{24EJ}{PkL^3} \left[\tan\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{kL}{2} \right]$$

$$k = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

$$\delta = \frac{QL^3}{48EJ} \frac{24}{L^3} \left(\frac{EJ}{P}\right)^{\frac{3}{2}} \left[\tan\left(\frac{kL}{2}\right) - \frac{kL}{2} \right]$$

$$u = \frac{kL}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

$$\delta = \frac{QL^3}{48EJ} \frac{3[\tan(u) - u]}{u^3} = \frac{QL^3}{48EJ} \chi(u)$$



$$\delta = \frac{QL^3}{48EJ} \chi(u)$$

Spostamento in assenza di P

Effetto di P

$$u = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P}{EJ}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{L^2}{\pi^2 EJ} P} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}$$

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura (giustificazione).

Soluzione

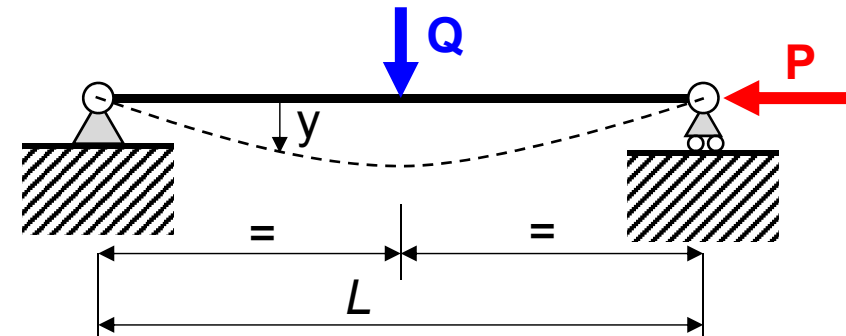
$$y(x) = \frac{Q}{2Pk \cos\left(\frac{kL}{2}\right)} \sin(kx) - \frac{Q}{2P} x$$

In particolare interessa anche:

$$M_{\max}(x) = M\left(\frac{L}{2}\right) = -EJ \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{x=\frac{L}{2}}$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{Q}{2Pk \cos\left(\frac{kL}{2}\right)} k^2 \sin(kx)$$

$$M_{\max} = \frac{QEJk}{2P} \tan\left(\frac{kL}{2}\right)$$



$$M_{\max} = \frac{QEJk}{2P} \frac{L}{2} \frac{2}{L} \tan\left(\frac{kL}{2}\right)$$

$$M_{\max} = \frac{QL}{4} \frac{2}{L} \frac{EJ}{P} k \tan\left(\frac{kL}{2}\right) =$$

$$= \frac{QL}{4} \frac{2}{L} \frac{EJ}{P} \sqrt{\frac{P}{EJ}} \tan\left(\frac{kL}{2}\right) =$$

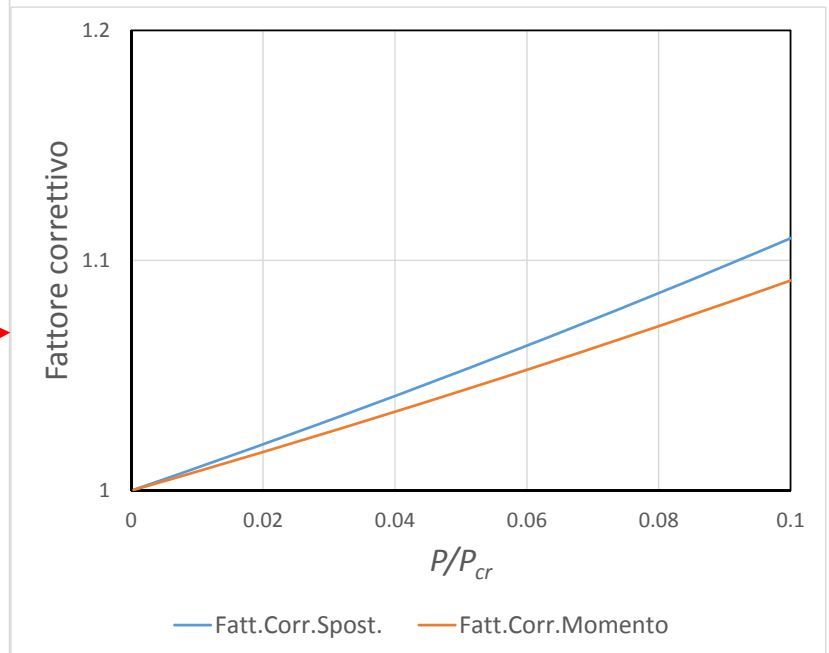
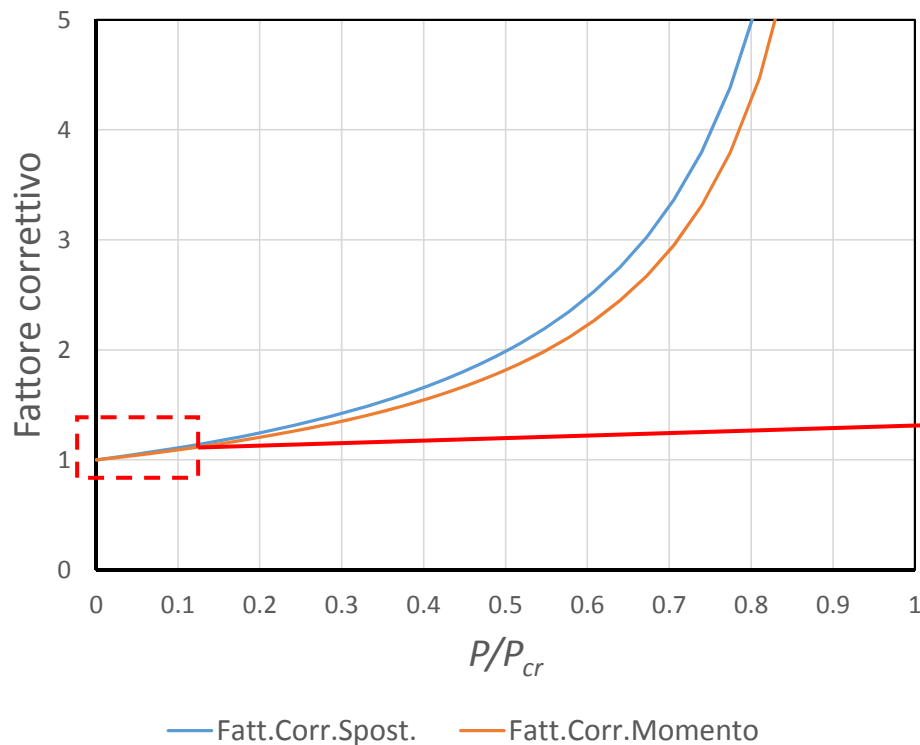
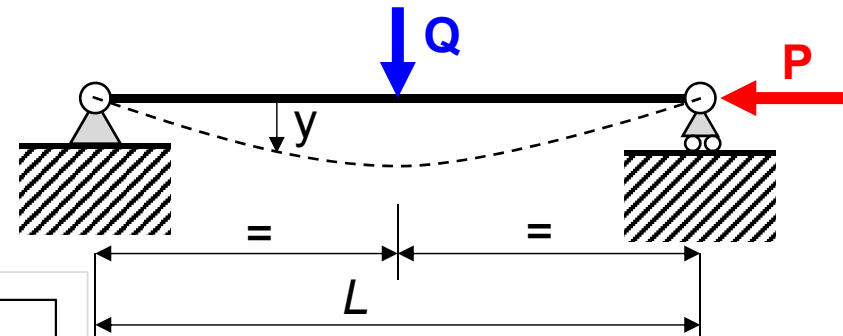
$$= \frac{QL}{4} \frac{2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{P}} \tan\left(\frac{kL}{2}\right) =$$

$$= \frac{QL}{4} \frac{\tan(u)}{u}$$

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Effetti della geometria deformata della struttura (giustificazione).

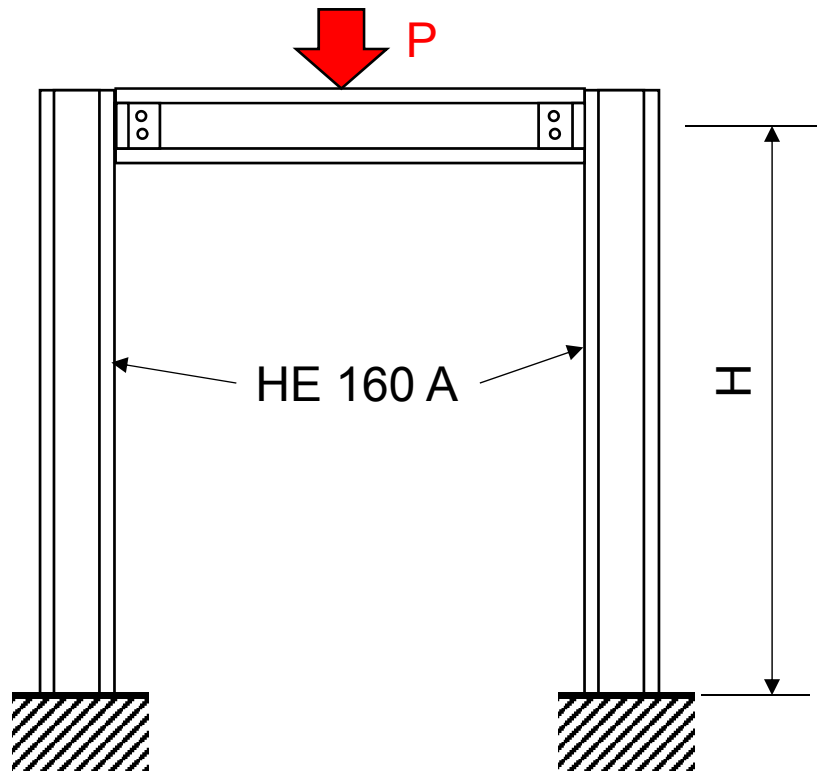
La correzione per l'effetto della geometria deformata si mantiene abbastanza piccolo finché $P_{cr}/P \geq 10$



Esercizio E.12

Verificare la necessità di un'analisi del secondo ordine per il telaio mostrato in Figura, considerando solo fenomeni di instabilità delle colonne nel piano.

Nel caso l'analisi del secondo ordine sia richiesta, selezionare il profilo ottimale (tra gli HE) che consente di evitarla.



Dati HE 160 A

$$h = 152 \text{ mm}$$

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

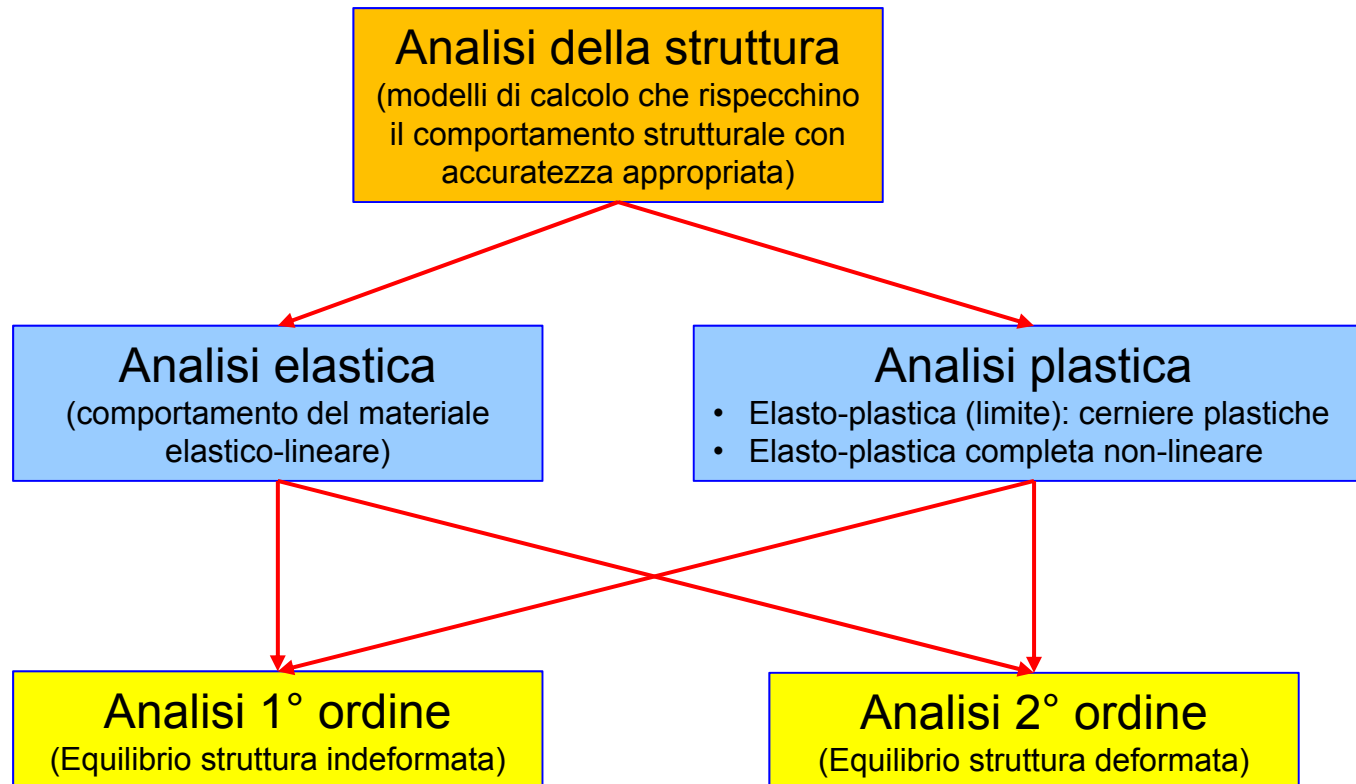
$$r = 15 \text{ mm}$$

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

$$H = 3 \text{ m}$$



MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE





MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Analisi Elastica

Solitamente unica analisi per gli SLS, spesso utilizzata anche per gli SLU.

Vantaggi:

- Analisi lineare semplice e veloce
- Applicabile la sovrapposizione degli effetti

Svantaggi

- Momenti più elevati, non contando sulla redistribuzione plastica
- Strutture più pesanti

Analisi Elasto-plastica non lineare completa

In pratica utilizzata molto raramente nelle analisi per gli edifici

Vantaggi:

- Ricostruzione corretta del comportamento della struttura

Svantaggi

- Richiede conoscenze specialistiche avanzate e SW per analisi non lineare



MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)

Spesso utilizzata per gli SLU in strutture semplici, quali telai a portale, travi su molti appoggi, etc..

Vantaggi:

- Analisi non lineare, ma comunque semplice da condurre
- Momenti ridotti rispetto all'analisi elastica, grazie alla redistribuzione plastica
- Strutture più leggere

Svantaggi

- Sovrapposizione degli effetti NON applicabile



MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)

L'analisi al collasso plastico o analisi limite si propone di determinare le condizioni nelle quali la struttura non è in grado di sostenere alcun ulteriore aumento di carico.

Le ipotesi fondamentali su cui si basa sono:

- il comportamento del materiale è elastico-perfettamente plastico
- le sezioni nelle quali non si è raggiunto il momento di piena plasticizzazione si comportano elasticamente
- le sezioni nelle quali si è raggiunto il momento di piena plasticizzazione divengono «cerniere plastiche», che possono ruotare senza ulteriori incrementi del momento
- il materiale è sufficientemente duttile da consentire le deformazioni plastiche nella struttura senza rotture
- le deformazioni e gli spostamenti si mantengono abbastanza piccoli da non doverne tener conto nelle equazioni di equilibrio

NB: il raggiungimento del limite plastico non è legato necessariamente a sollecitazioni di flessione, ma potrebbe riguardare, ad esempio, il completo snervamento del membro di una travatura reticolare. Nel seguito si farà riferimento alla formazione di cerniere, in quanto rappresentano il meccanismo più comune.



MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)

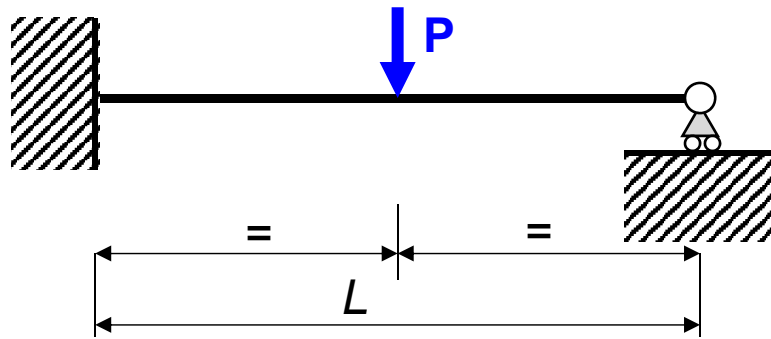
L'analisi limite di una struttura semplice può essere condotta con la seguente procedura:

- si conduce l'analisi elastica
- si individuano i punti in cui il momento è maggiore, nei quali si formeranno le cerniere plastiche
- si introducono sufficienti cerniere plastiche da trasformare la struttura in un meccanismo (ad 1 gdl)
- si calcolano dalle equazioni di equilibrio le reazioni vincolari
- una delle equazioni di equilibrio permette di calcolare i valori massimi dei carichi applicati (con sezioni assegnate) o i valori minimi dei moduli plastici di resistenza (con carichi assegnati) compatibili con l'esistenza delle cerniere plastiche

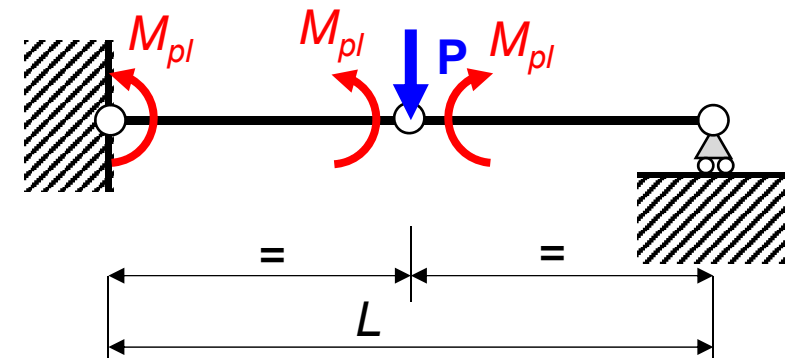
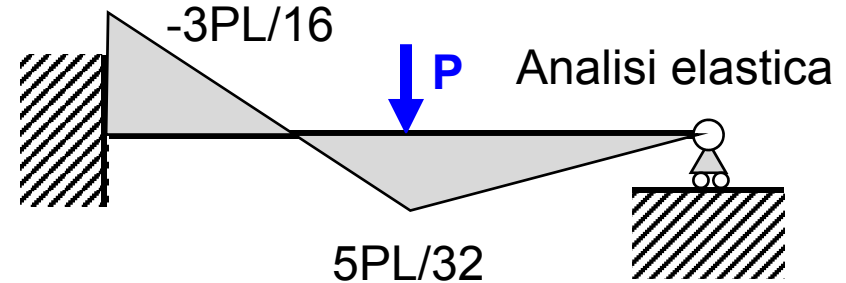
NB: L'analisi limite ha evidentemente senso solo per strutture iperstatiche, dato che una struttura isostatica si trasforma in un meccanismo alla formazione della prima cerniera plastica

MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

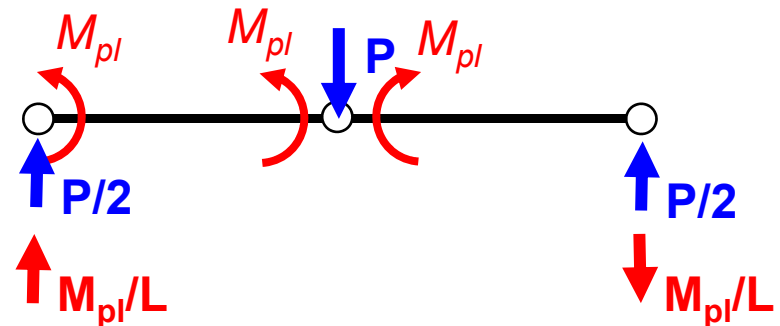
Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)



Meccanismo di collasso

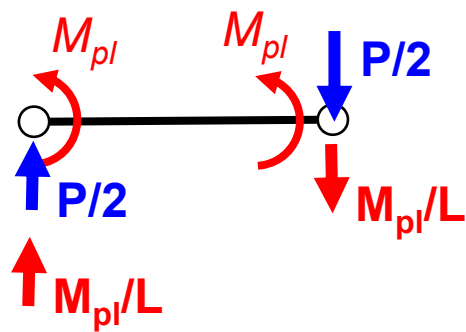
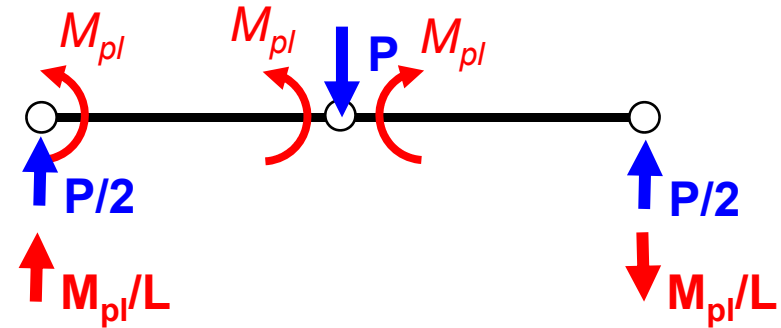
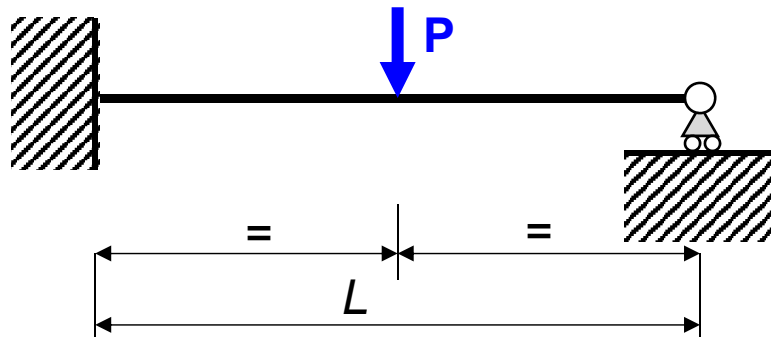


Reazioni vincolari da equazioni di equilibrio dell'intera struttura

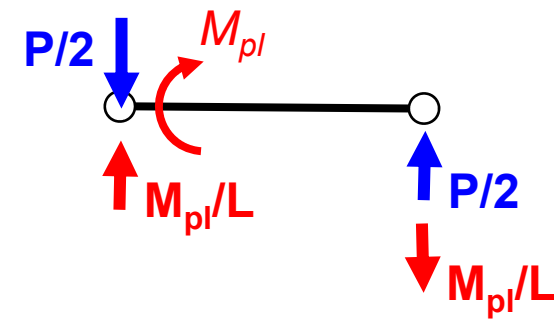


MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)



Equilibrio dei due «link»



$$2 \cdot M_{pl} - \frac{P L}{2} - \frac{M_{pl} L}{L} = 0$$

$$\frac{3}{2} \cdot M_{pl} - \frac{P L}{4} = 0$$

$$M_{pl} = \frac{P L}{6}$$

$$M_{pl} - \frac{P L}{2} + \frac{M_{pl} L}{L} = 0$$

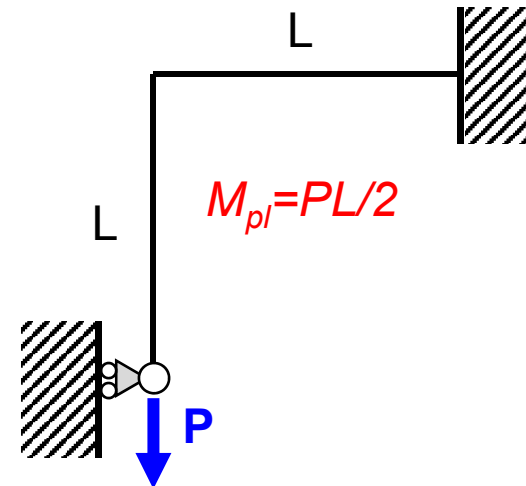
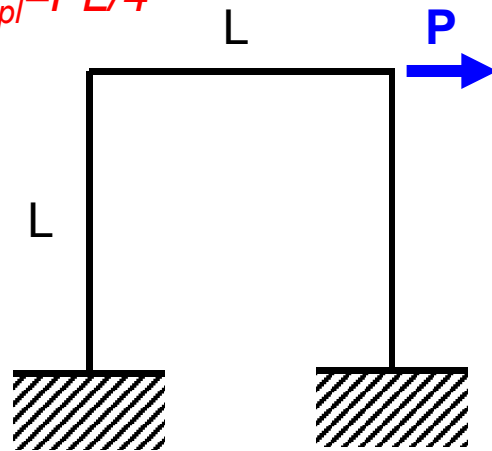
$$\frac{3}{2} \cdot M_{pl} - \frac{P L}{4} = 0$$

$$M_{pl} = \frac{P L}{6}$$

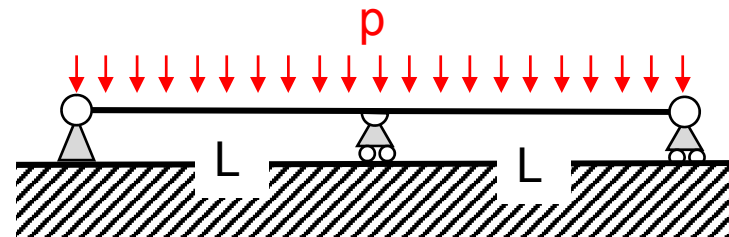
Analisi Elasto-plastica semplificata (analisi limite)

Alcuni esempi da Feodosiev, «Strength of materials»

$$M_{pl} = PL/4$$



$$M_{pl} = PL/2$$

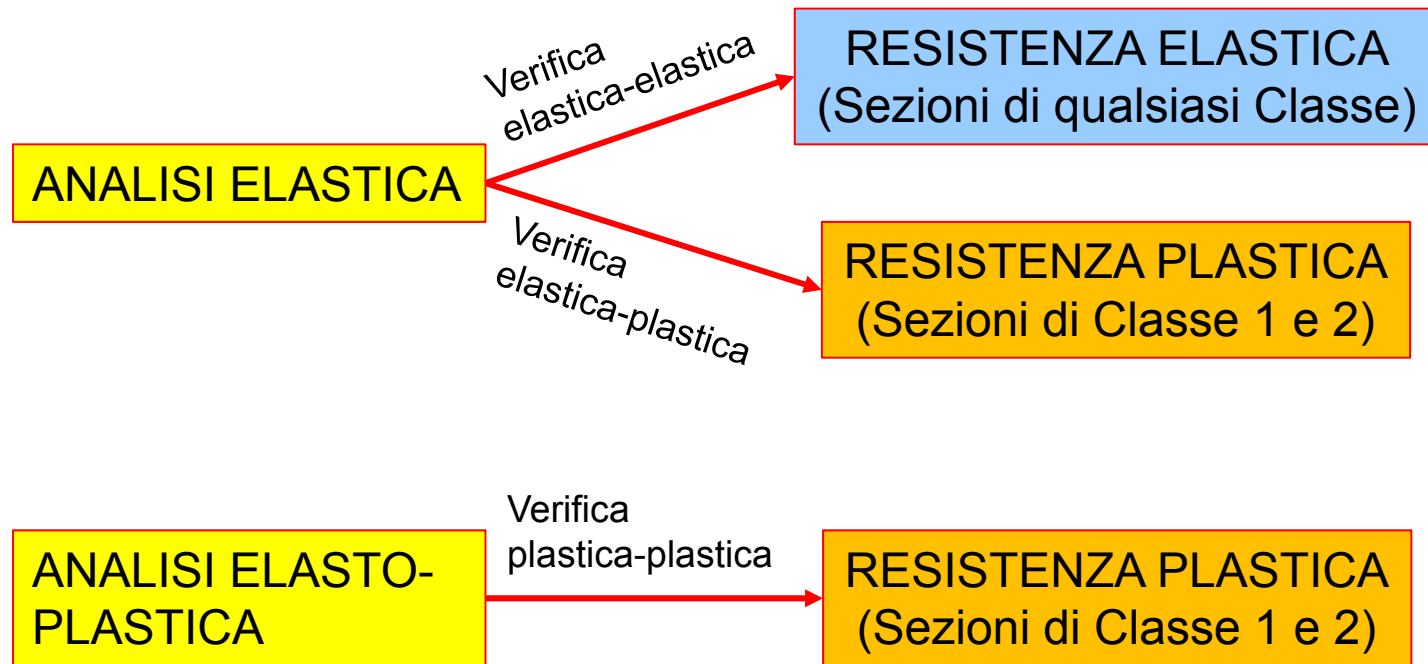


$$M_{pl} = pL^2 / (2(1 + \sqrt{2})^2)$$



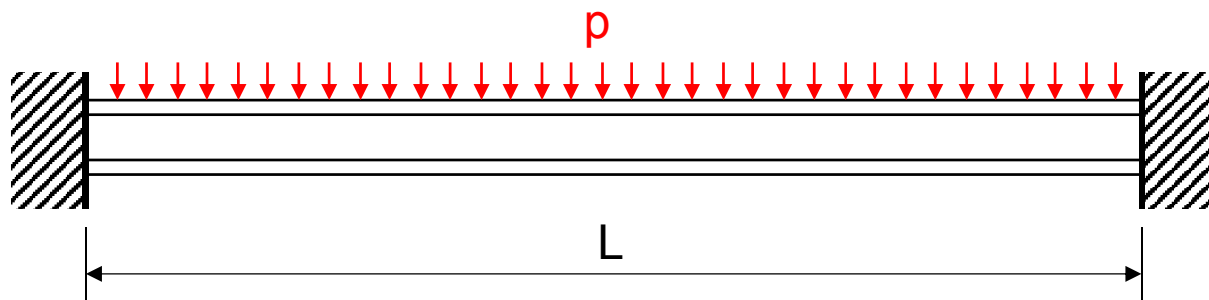
MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Procedure di dimensionamento/verifica



Esercizio E.13

Condurre il dimensionamento della trave mostrata in Figura, con modelli di calcolo elastico-elastico, elastico-plastico e plastico-plastico.



$$p = 35 \text{ kN/m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Materiale S 235

$$\gamma_{M0} = 1.05$$



VERIFICHE A FATICA

Aspetti Generali

- La Norma prevede che la valutazione della affidabilità a fatica possa essere condotta con due metodi alternativi:
 - Metodo del «Danneggiamento Accettabile» («Damage Tolerant Approach»): il metodo prevede l'ipotesi di un difetto iniziale (generalmente legato alla curva POD del sistema di ispezione utilizzato), una stima della velocità di propagazione del difetto stesso in base ai carichi applicati ed una periodica ispezione/riparazione;
 - Metodo della «Vita Sicura» («Safe Life Approach») essenzialmente finalizzato alla prevenzione dell'innescò delle rotture per fatica tramite specifiche curve di resistenza S-N
- La Normativa, di fatto, fornisce specifiche prescrizioni solo per il metodo «Safe Life», per cui nel seguito si farà riferimento ad esso



VERIFICHE A FATICA

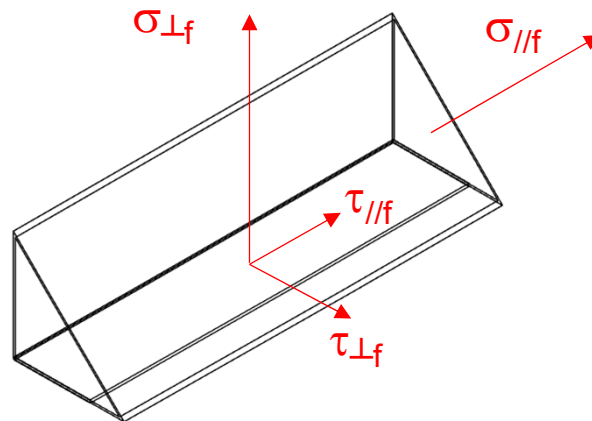
Aspetti Generali

- Le tensioni per l'analisi a fatica devono essere calcolate tramite un'analisi lineare elastica
- Le tensioni devono essere calcolate allo SLS
- Le tensioni devono essere calcolate nel potenziale punto di innesco della rottura per fatica
- Se sono presenti effetti di concentrazione delle tensioni, oltre a quelli tipici dei particolari costruttivi cui si riferiscono le curve di resistenza, devono essere considerati attraverso un apposito Coefficiente di Concentrazione della Tensione
- Il calcolo può essere condotto con:
 - Metodo delle tensioni nominali
 - Metodo delle tensioni di «hot-spot»

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Calcolo delle tensioni nominali

- Le tensioni pertinenti per il materiale base:
 - Tensioni normali σ
 - Tensioni tangenziali τ
- Le tensioni pertinenti per le saldature:
 - Tensioni normali trasversali: $\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2}$
 - Tensioni tangenziali parallele: $\tau_{wf} = \tau_{//f}$

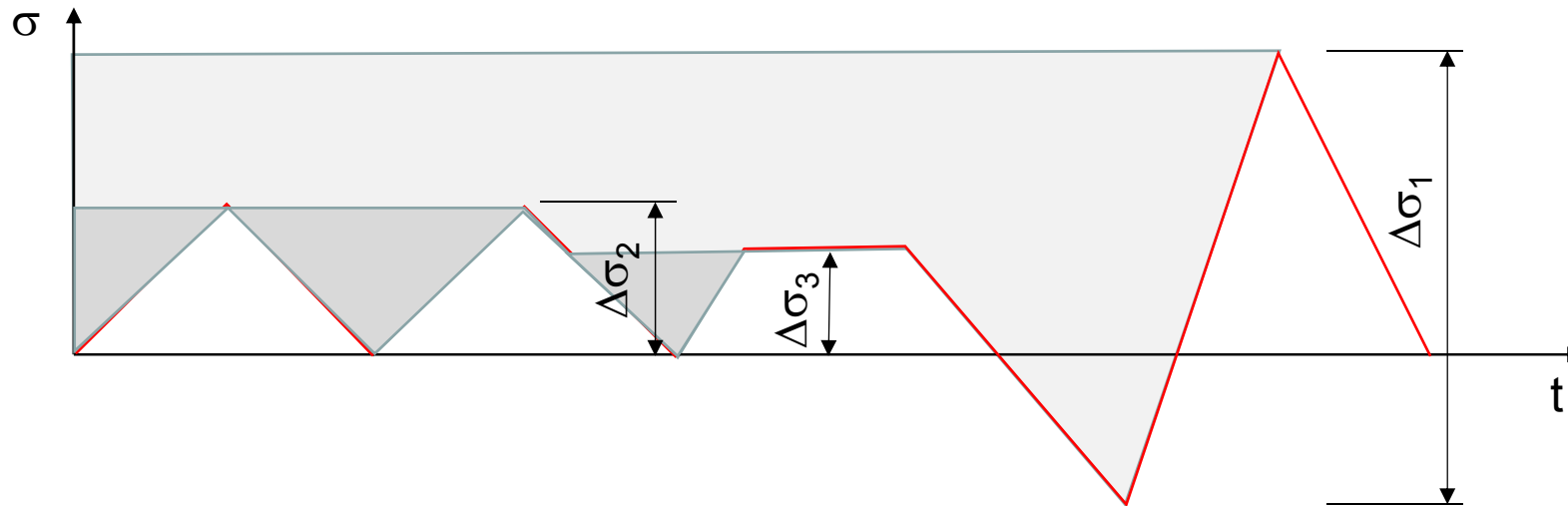


NB: le tensioni sono calcolate sulla sezione di gola ribaltata, per cui sono **diverse** da quelle usate nella verifica statica

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Calcolo dei cicli di fatica

- Per il conteggio del numero di cicli di fatica e della relativa variazione di tensione in una generica storia di carico si può utilizzare:
 - Metodo «rainflow»
 - Metodo del serbatoio («reservoir method»)





VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Valori di progetto dell'intervallo di variazione della tensione

- Valori di progetto dell'intervallo di variazione della tensione nominale

Valore di progetto

Intervallo di variazione della tensione prodotto dai carichi applicati

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta \sigma (\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$$
$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta \tau (\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$$

Coefficienti di danneggiamento equivalente

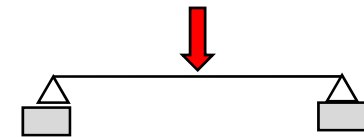
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Coefficienti di danneggiamento equivalente

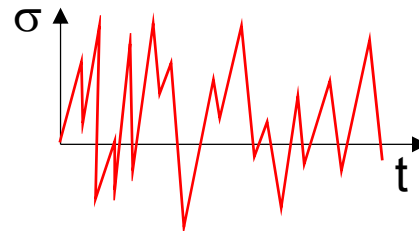
Storia di carico vera



Modello di calcolo semplificato



Andamento vero tensione nel «refer. point»



Tensioni massime e minime nel «refer. point»

$$\sigma(\gamma_{Ff} Q_{k,max})$$

$$\sigma(\gamma_{Ff} Q_{k,min})$$

$$\Delta\sigma(\gamma_{Ff} Q_k)$$

Danneggiamento

$$D_F = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}}$$

Tensione equivalente a $2 \cdot 10^6$ cicli

$$D(\Delta\sigma_{E,2}, 2 \cdot 10^6) = D_F$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma(\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$$

Esercizio E.14

Calcolare la ampiezza di tensione equivalente a 2 Mcicli per lo spettro mostrato nella Figura 14.1 e nella relativa tabella, basandosi sulla curva di resistenza riportata nella Fig. 14.2

$\Delta\sigma$ [MPa]	N_i
237.5	4
225	10
200	131
175	1004
150	5770
125	24704
100	78025
75	178755
50	287037
25	295524

Fig. 14.1

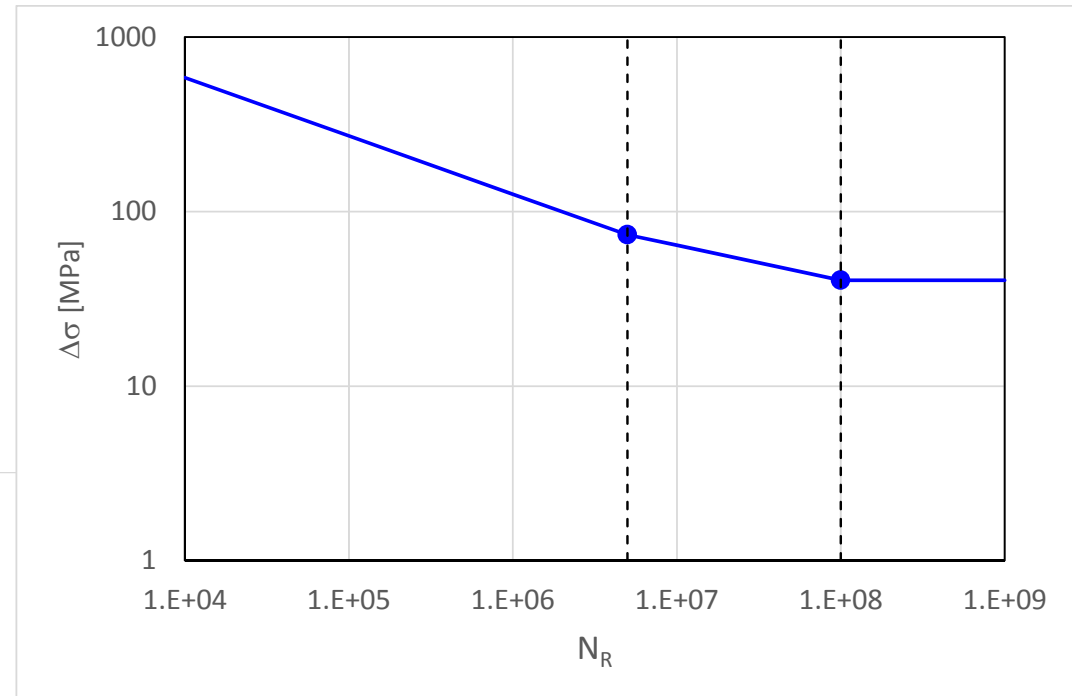
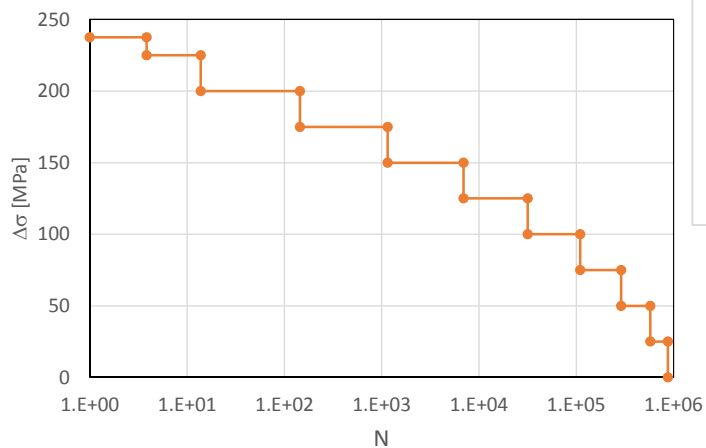


Fig. 14.2

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

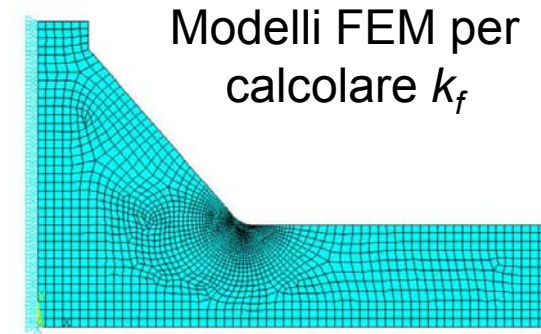
Valori di progetto dell'intervallo di variazione della tensione

- Valori di progetto dell'intervallo di variazione della tensione nominale modificata (per eventuali intagli)

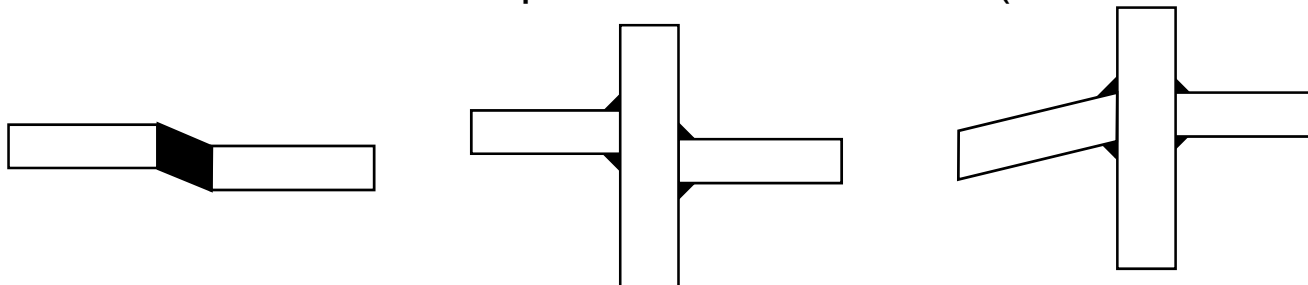
Coefficiente di concentrazione delle tensioni

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} = k_f \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta \sigma(\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$$

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} = k_f \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta \tau(\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$$



Concentrazioni non comprese nelle curve S-N (Es.: disallineamenti)

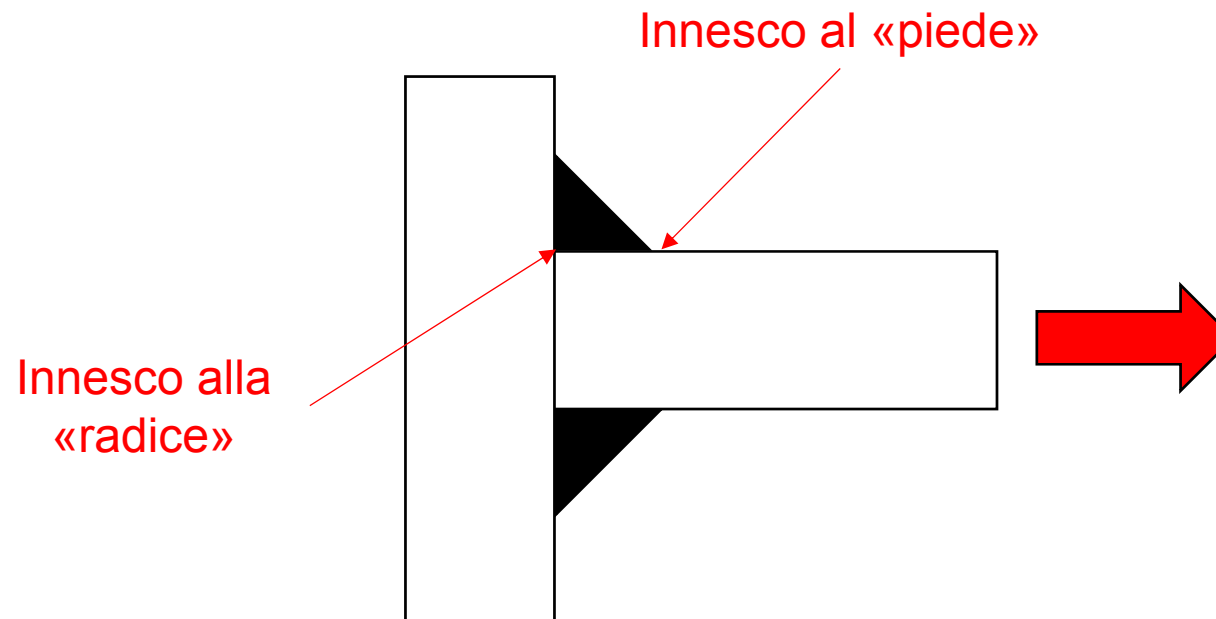


VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Calcolo del/i valore/i delle tensioni nominali

Le tensioni nominali devono essere calcolate «nel punto del potenziale innesco della rottura per fatica».

In taluni casi, può essere necessario considerare più di un punto di innesco per lo stesso cordone:



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Curve S-N per le tensioni normali.

$\Delta\sigma_C$ = «Categoria» del particolare costruttivo

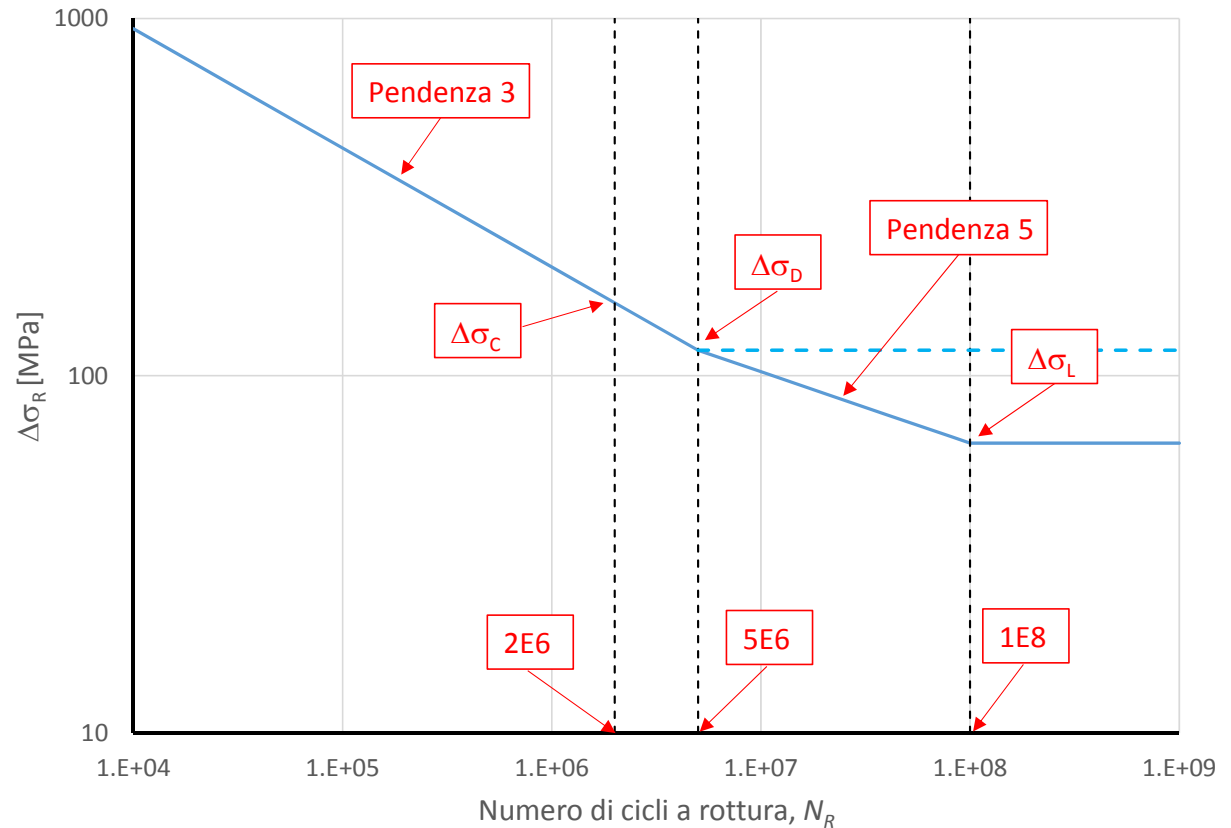
$\Delta\sigma_D$ = Limite di fatica ad ampiezza costante

$\Delta\sigma_L$ = «Cut-off limit»

$$\Delta\sigma_R = \begin{cases} \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N_R} \right)^{1/3} & N_R \leq 5 \cdot 10^6 \\ \Delta\sigma_D \left(\frac{5 \cdot 10^6}{N_R} \right)^{1/5} & 5 \cdot 10^6 \leq N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\sigma_L & 1 \cdot 10^8 \leq N_R \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\sigma_L = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D = 0.405 \cdot \Delta\sigma_C$$





VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

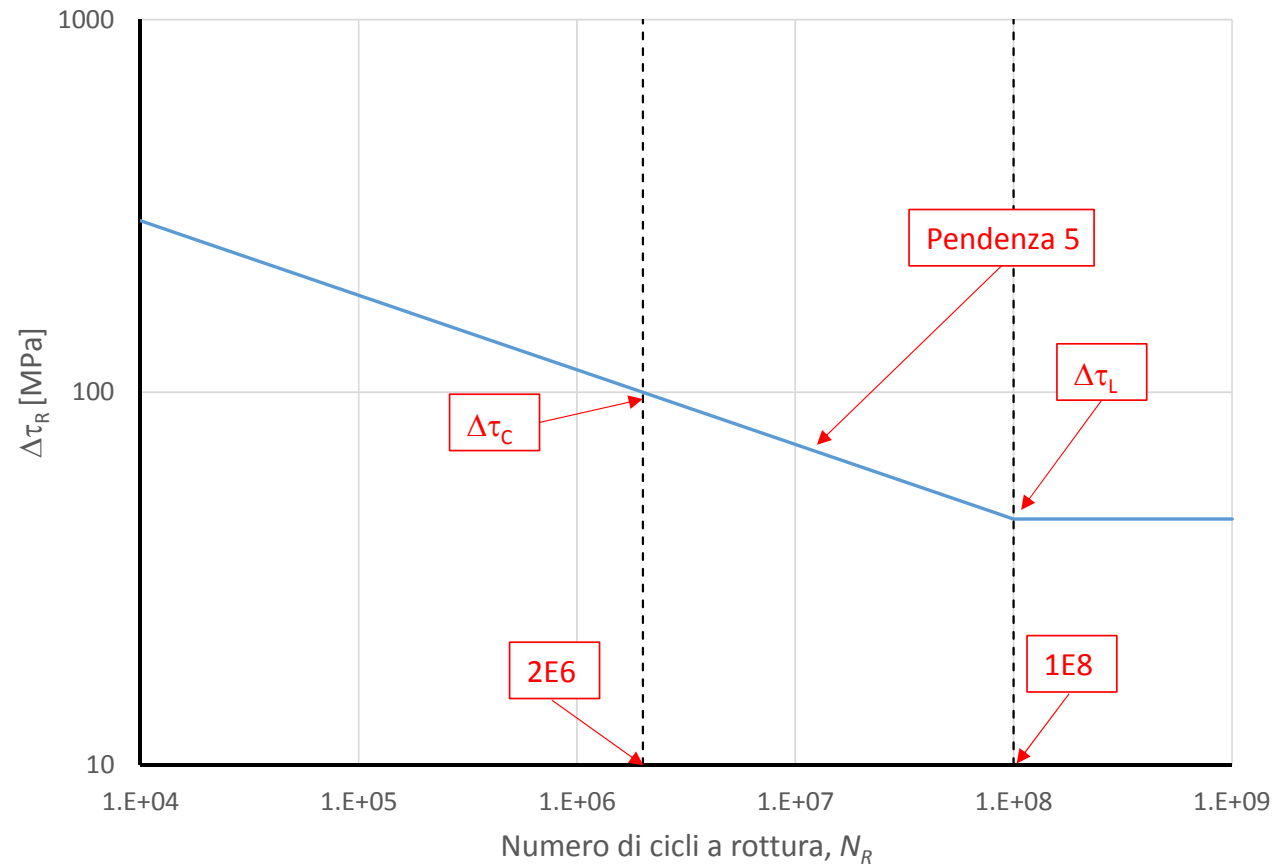
Resistenza a fatica

Curve S-N per le tensioni tangenziali.

$\Delta\tau_C$ = «Categoria» del particolare costruttivo

$\Delta\tau_L$ = «Cut-off limit»

$$\Delta\tau_R = \begin{cases} \Delta\tau_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N_R} \right)^{1/5} & N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\tau_L & 1 \cdot 10^8 \leq N_R \end{cases}$$
$$\Delta\tau_L = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Le «Categorie» (resistenza a fatica a $2 \cdot 10^6$ cicli) per i diversi particolari costruttivi sono date in appositi prospetti.

La categoria di un particolare può essere stabilita per via sperimentale. In questo caso la resistenza a $2 \cdot 10^6$ cicli deve essere calcolata con una probabilità di sopravvivenza del 95% ed un intervallo di confidenza del 75%.

Identificazione del particolare, indicazione delle tensioni pertinenti e dell'innesco

«Categoria»

prospetto 8.5 Collegamenti saldati soggetti a carichi

Categoria di particolare	Particolare costruttivo		Descrizione	Requisiti
80	$l < 50$ mm	tutti i valori di t [mm]		<p>1) Ispezione trovata esente da discontinuità e disallineamenti al di fuori delle tolleranze della EN 1090.</p> <p>2) Per valutare $\Delta\sigma$, utilizzare la tensione nominale modificata.</p> <p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta\sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta\sigma_r$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta\sigma$ nelle lamiere caricate.</p>
71	$50 < l \leq 80$	tutti i valori di t		
63	$80 < l \leq 100$	tutti i valori di t		
56	$100 < l \leq 120$	tutti i valori di t		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		
Come particolare nel prospetto 8.5	<p style="color: magenta;">Eventuali limitazioni dimensionali</p>		<p>2) Collasso del piede della saldatura che si propaga dal bordo dell'elemento collegato alla lamiera, con picchi della tensione alle zone terminali della saldatura dovuti alle deformazioni locali della lamiera.</p> <p>3) Collasso alla radice della</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiere soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

Eventuali prescrizioni per la verifica

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

La scelta della «Categoria» per uno specifico giunto deve essere basata su:

- Geometria del giunto

Saldature longitudinali

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione
125		<p><u>Saldature longitudinali continue:</u></p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati.</p> <p>2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>

Saldature trasversali

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione
90		<p>8) Come il particolare 3) ma con fori di scarico.</p>

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

La scelta della «Categoria» per uno specifico giunto deve essere basata su:

- Geometria del giunto
- Direzione e tipologia di carico

Forza normale o flessione

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione
125		<p><u>Saldature longitudinali continue:</u></p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati.</p> <p>2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>

Taglio o torsione

80 $m = 5$	<p>Dimensioni in millimetri</p>	<p>8) Saldature continue a cordone d'angolo soggette a taglio, come saldature tra anima ed ala in travi composte.</p> <p>9) Collegamenti per sovrapposizione con saldatura a cordoni d'angolo.</p>
---------------	---------------------------------	--

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

La scelta della «Categoria» per uno specifico giunto deve essere basata su:

- Geometria del giunto
- Direzione e tipologia di carico
- Zona di rottura attesa

Rottura al piede

Categoria di particolare	Particolare costruttivo		Descrizione
80	$l < 50$ mm	tutti i valori di t [mm]	
71	$50 < l \leq 80$	tutti i valori di t	
63	$80 < l \leq 100$	tutti i valori di t	
56	$100 < l \leq 120$	tutti i valori di t	
56	$l > 120$	$t \leq 20$	
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$	

3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa

Rottura alla radice

36*			<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>
-----	--	--	--

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

La scelta della «Categoria» per uno specifico giunto deve essere basata su:

- Geometria del giunto
- Direzione e tipologia di carico
- Zona di rottura attesa
- Tipo di saldatura

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione
125		<p><u>Saldature longitudinali continue:</u></p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati. 2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>
112		<p>3) Saldature automatiche a cordoni d'angolo o di testa eseguite da entrambi i lati, ma contenenti interruzioni/punti di ripresa. 4) Saldature automatiche di testa eseguite da un solo lato, con piatto posteriore, ma senza interruzioni/punti di ripresa.</p>
100		<p>5) Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa. 6) Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi a cassone.</p>

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.1 Materiale base e giunzioni chiodate e bullonate

prospetto 8.1 Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota: La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p>	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiere; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
140		<p>Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio:</p> <p>4) materiale tagliato all'ossitaglio automatico o meccanicamente con successiva levigatura; 5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi. Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>4) Tutti i segni visibili di discontinuità nei bordi devono essere rimossi. Tutte le aree di tagli devono essere lavorate meccanicamente o molate e tutte le sbavature devono essere rimosse. Tutte le abrasioni meccaniche, per esempio derivanti dalle operazioni di molatura, possono presentarsi solo parallelamente alle tensioni.</p> <p>Particolari 4) e 5): - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.</p>
125		<p>5) materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi. Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>Tutte le abrasioni meccaniche, per esempio derivanti dalle operazioni di molatura, possono presentarsi solo parallelamente alle tensioni.</p> <p>Particolari 4) e 5): - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{I_t}$</p>

Per i particolari 1 - 5 fatti da acciaio resistente alla corrosione atmosferica utilizzare le prossime categorie inferiori.

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.2 Travi saldate composte

prospetto 8.2 Travi in composizione saldata

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Saldature longitudinali continue:</p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati.</p> <p>2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>	<p>Particolari 1) e 2):</p> <p>Non sono permesse interruzioni/ripreses ad eccezione del caso in cui la riparazione è eseguita da un tecnico qualificato e sia effettuato un controllo per verificare la corretta esecuzione della riparazione.</p>
112		<p>3) Saldature automatiche a cordoni d'angolo o di testa eseguite da entrambi i lati, ma contenenti interruzioni/punti di ripresa.</p> <p>4) Saldature automatiche di testa eseguite da un solo lato, con piatto posteriore, ma senza interruzioni/punti di ripresa.</p>	<p>4) Quando questo particolare contiene interruzioni/punti di ripresa, utilizzare la categoria 100.</p>
100		<p>5) Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa.</p> <p>6) Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi a cassone.</p>	<p>5), 6) È essenziale un buon contatto fra anime ed ali. Preparare il bordo dell'anima in modo da renderlo idoneo per una regolare penetrazione alla radice senza rottura.</p>

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.3 Giunzioni trasversali di testa

prospetto 8.3 Saldature di testa trasversali (Continua)

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
90	<p>Effetto scala per $t > 25$ mm: $k_s = (25/t)^{0.2}$</p> <p>8</p>	8) Come il particolare 3) ma con fori di scarico.	<ul style="list-style-type: none"> - Tutte le saldature livellate mediante rettifica fino alla superficie della piastra in direzione parallela alla freccia. - Utilizzare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, livellare mediante rettifica le estremità delle lamiere in direzione della tensione. - Saldature su entrambi i lati verificate secondo NDT. - Profilati laminati con le stesse dimensioni senza differenze di tolleranza.
80	<p>Effetto scala per $t > 25$ mm: $k_s = (25/t)^{0.2}$</p> <p>9, 10, 11</p>	<p>9) Giunti trasversali di lamiere in travi composte senza fori di scarico.</p> <p>10) Profilati aventi sezioni trasversali completamente saldate di testa o profilati laminati con fori di scarico.</p> <p>11) Giunti trasversali in piastre, piatti, profilati laminati o travi composte.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Altezza del sovrametallo non maggiore del 20% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra. - Saldature non livellate mediante rettifica. - Utilizzare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, livellare mediante rettifica le estremità delle lamiere in direzione della tensione. - Saldature su entrambi i lati verificate secondo NDT. <p><u>Particolare 10:</u> Altezza del sovrametallo non maggiore del 10% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra.</p>

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.4 Elementi saldati accessori ed irrigidimenti

prospetto 8.4 Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm		Elementi collegati longitudinali. 1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L . Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		
71	$L > 100$ mm $\alpha < 45^\circ$		2) Elementi collegati longitudinalmente a lamiere o tubi.
80	$r > 150$ mm		3) Fazzoletti longitudinali saldati a cordone d'angolo aventi un raggio che consenta un raccordo alla lamiera o al tubo; zona terminale di giunzione saldata rinforzata (a completa penetrazione); lunghezza della saldatura rinforzata $> r$.
90	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$		4) Fazzoletto saldato al bordo di una lamiera o all'ala di una trave. Il fazzoletto deve essere realizzato prima delle operazioni di saldatura, mediante taglio meccanico o termico, con un raggio r che consenta un raccordo dolce con la lamiera. Dopo l'esecuzione del giunto la zona della saldatura deve essere molata nella direzione della freccia fino a rimuovere completamente il piede della saldatura.
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$		
50	$\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$		
40		5) Come saldato, senza raggio di raccordo.	

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.5 Elementi saldati soggetti a diversi tipi di carico

prospetto 8.5 Collegamenti saldati soggetti a carichi

Categoria di particolare	Particolare costruttivo		Descrizione	Requisiti
80	$l < 50$ mm	tutti i valori di t [mm]		Collegamenti a croce e a T: 1) Collasso al piede della saldatura in giunzioni saldate di testa a completa penetrazione ed in tutti i collegamenti a parziale penetrazione.
71	$50 < l \leq 80$	tutti i valori di t		
63	$80 < l \leq 100$	tutti i valori di t		
56	$100 < l \leq 120$	tutti i valori di t		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		
Come particolare 1 nel prospetto 8.5	pannello flessibile 		2) Collasso del piede della saldatura che si propaga dal bordo dell'elemento collegato alla lamiera, con picchi della tensione alle zone terminali della saldatura dovuti alle deformazioni locali della lamiera.	Particolari da 1) a 3); Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiera soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.
36*			3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa	
Come particolare 1 nel prospetto 8.5	Dimensioni in millimetri area sollecitata del pannello principale: pendenza = 1/2		Collegamenti saldati per sovrapposizione: 4) Collegamenti per sovrapposizione con saldatura a cordoni d'angolo.	4) $\Delta\sigma$ nella lamiera principale deve essere calcolata sulla base dell'area mostrata nello schizzo 5) $\Delta\sigma$ deve essere calcolata nelle lamiere di sovrapposizione Particolari 4) e 5); - Estremità della saldatura a p...

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.6 Giunzioni tra elementi tubolari

prospetto 8.6 Profilati tubolari ($t \leq 12,5$ mm) (Continua)

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
71		Saldature di testa trasversali: 3) Saldature testa a testa di profilati tubolari a sezione circolare.	Particolari 3) e 4): - Altezza del sovrametallo $\leq 10\%$ della larghezza della saldatura, con transizione graduale. - Saldature eseguite in piano, ispezionate e trovate esenti da difetti al di fuori delle tolleranze della EN 1090. - Se $t > 8$ mm classificare aumentando la categoria di particolare di 2 volte.
56		4) Saldature testa a testa di profilati tubolari a sezione rettangolare.	
71	Dimensioni in millimetri 	Elementi collegati mediante saldatura: 5) Profilati tubolari a sezione circolare o rettangolare saldati a cordone d'angolo ad altro profilato.	5) - Saldature non soggette a carico. - Larghezza parallela alla direzione della tensione $l \leq 100$ mm. - Per gli altri casi vedere prospetto 8.4.
50		Giunti trasversali saldati: 6) Profilati tubolari a sezione circolare saldati testa a testa con interposizione di una piastra.	Particolari 6) e 7): - Saldature soggette a carichi. - Saldature ispezionate e trovate esenti da difetti al di fuori delle tolleranze della EN 1090. - Se $t > 8$ mm classificare aumentando la categoria di particolare di 1 volta.
45		7) Profilati tubolari a sezione rettangolare saldati testa a testa con interposizione di una piastra.	

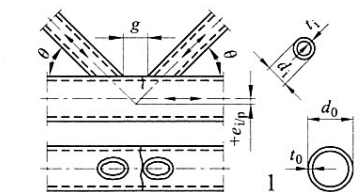
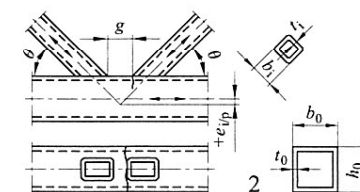
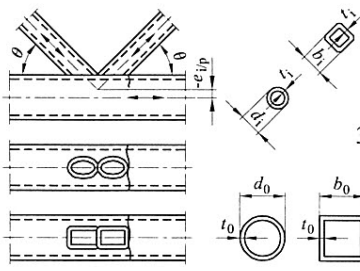
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.7 Nodi di travature reticolari

prospetto 8.7 Collegamenti di travature reticolari

Categoria di particolare		Particolare costruttivo	Requisiti
90 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} \geq 2,0$	Collegamenti con elementi diagonali distanziati alle estremità: Particolare 1): collegamenti a K ed a N, profilati tubolari a sezione circolare	Particolari 1) e 2): <ul style="list-style-type: none"> - Sono necessarie valutazioni separate per le corde e per i controventi. - Per valori intermedi del rapporto t_0/t_1 interpolare linearmente tra le categorie di particolare. - Saldature a cordone d'angolo permesse per controventi con spessore delle pareti $t \leq 8$ mm. - t_0 e $t_1 \leq 8$ mm. - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$. - $b_0/t_0 \times t_0/t_1 \leq 25$. - $d_0/t_0 \times t_0/t_1 \leq 25$. - $0,4 \leq b_0/b_0 \leq 1,0$. - $0,25 \leq d_0/d_0 \leq 1,0$. - $b_0 \leq 200$ mm. - $d_0 \leq 300$ mm.
45 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		<ul style="list-style-type: none"> - $-0,5h_0 \leq e_{ip} \leq 0,25h_0$. - $-0,5d_0 \leq e_{ip} \leq 0,25d_0$. - $e_{ip} \leq 0,02b_0$ oppure $\leq 0,02d_0$. <p>[e_{ip} è l'eccentricità fuori dal piano]</p>
71 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} \geq 2,0$	Collegamenti con elementi diagonali distanziati all'estremità: Particolare 2): collegamenti a K ed a N, profilati tubolari a sezione rettangolare:	Particolare 2): $0,5(b_0 - b_1) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_1)$ e $g \leq 2t_1$
36 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		
71 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} \geq 1,4$	Collegamenti con elementi diagonali parzialmente sovrapposti alle estremità: Particolare 3): collegamenti a K, profilati tubolari a sezione circolare o rettangolare:	Particolari 3) e 4): <ul style="list-style-type: none"> - $30\% \leq$ sovrapposizione $\leq 100\%$. - sovrapposizione = $(q/p) \times 100\%$. - Sono necessarie valutazioni separate per le corde e per i controventi. - Per valori intermedi del rapporto t_0/t_1 interpolare linearmente tra le categorie di particolare. - Saldature a cordone d'angolo permesse per controventi con spessore delle pareti $t \leq 8$ mm. - t_0 e $t_1 \leq 8$ mm. - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$. - $b_0/t_0 \times t_0/t_1 \leq 25$. - $d_0/t_0 \times t_0/t_1 \leq 25$. - $0,4 \leq b_0/b_0 \leq 1,0$. - $0,25 \leq d_0/d_0 \leq 1,0$. - $b_0 \leq 200$ mm.
56 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.9 Irrigidimenti di lastre ortotrope

prospetto 8.9 Lastre ortotrope - correnti aperti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$t \leq 12 \text{ mm}$	<p style="text-align: right;">1</p>	<p>1) Connessione di correnti longitudinali a traversi.</p> <p>1) Valutazione basata sull'intervallo di variazione della tensione normale $\Delta\sigma$ nel corrente.</p>
71	$t > 12 \text{ mm}$		
56	<p style="text-align: right;">2</p>	<p>2) Connessione di correnti longitudinali continui a traversi</p> $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$ <p>Verificare anche l'intervallo di variazione della tensione tra i correnti come definito nella EN 1993-2.</p>	<p>2) Valutazione basata combinando l'intervallo di variazione della tensione tangenziale $\Delta\tau$ e l'intervallo di variazione della tensione normale $\Delta\sigma$ nell'anima del traverso come un intervallo di variazione della tensione equivalente:</p> $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2}(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2})$

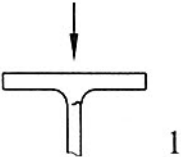
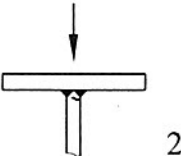
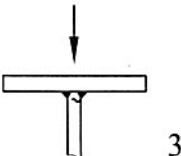
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Resistenza a fatica

Principali classi di «Categorie» disponibili:

8.10 Giunzioni ala-anima
(tipiche delle travi di sostegno delle vie di corsa delle gru a ponte)

prospetto 8.10 Giunzioni superiori tra ala ed anima o travi per vie di corsa

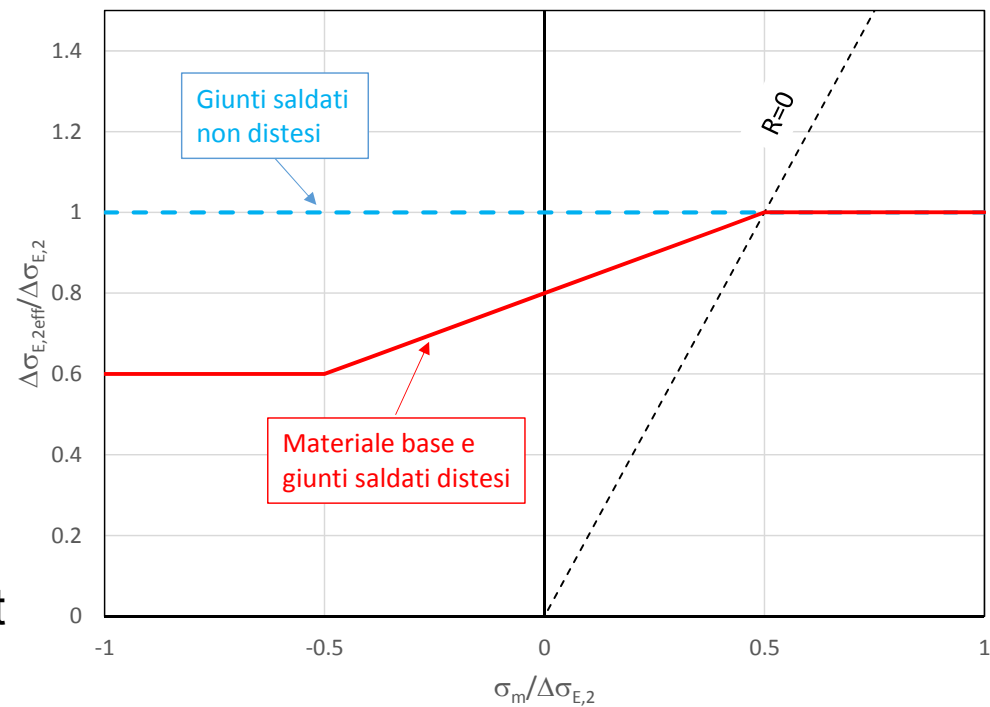
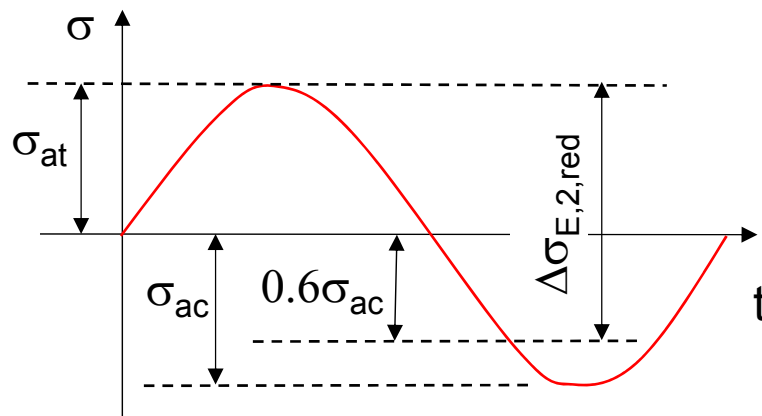
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Profilati laminati con sezione ad I o ad H.	1) Intervallo di variazione della tensione verticale di compressione $\Delta\sigma_{vert}$ nell'anima dovuto ai carichi trasmessi dalla ruota.
71		2) Giunzione saldata a T a completa penetrazione.	2) Intervallo di variazione della tensione verticale di compressione $\Delta\sigma_{vert}$ nell'anima dovuto ai carichi trasmessi dalla ruota.
36*		3) Giunzione saldata a T a parziale penetrazione o giunzione saldata a T a completa penetrazione efficace in conformità alla EN 1993-1-8.	3) Intervallo di variazione della tensione $\Delta\sigma_{vert}$ nella gola della saldatura dovuto alla compressione verticale derivante dai carichi trasmessi dalla ruota.

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Effetto della tensione media

Per il materiale base e per saldature soggette a distensione è possibile tener conto dell'effetto della tensione media, considerando un intervallo di variazione della tensione efficace ridotto, $\Delta\sigma_{E,2,red}$.

$$\Delta\sigma_{E,2,red} = \begin{cases} \Delta\sigma_{E,2} & \sigma_{E,2,min} > 0 \\ \sigma_{E,2,max} - 0.6 \cdot \sigma_{E,2,min} & \sigma_{E,2,min} < 0, \sigma_{E,2,max} > 0 \\ 0.6 \cdot \Delta\sigma_{E,2} & \sigma_{E,2,max} < 0 \end{cases}$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

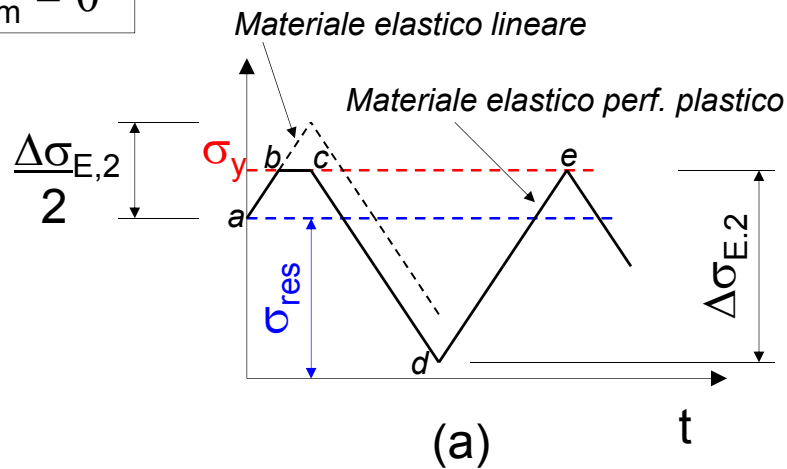
Effetto della tensione media

Per saldature non soggette a distensione non è ammesso usare un intervallo di variazione della tensione efficace ridotto, $\Delta\sigma_{E,2,red}$. Questo in quanto si considera che siano potenzialmente presenti elevate tensioni residue di trazione

Ciclo dovuto ai carichi esterni

$$\Delta\sigma_{E,2}$$

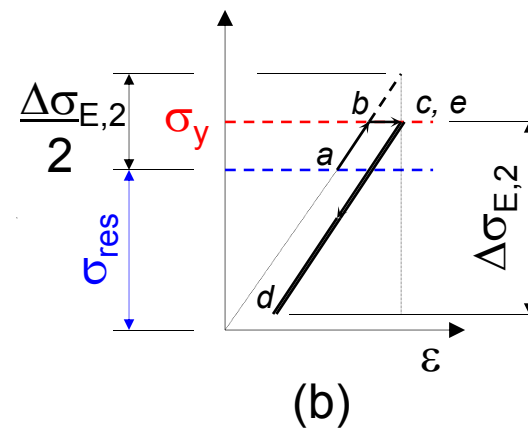
$$\sigma_m = 0$$



Ciclo vero

$$\Delta\sigma_{E,2,red} = \Delta\sigma_{E,2}$$

$$\sigma_m = \sigma_y - \Delta\sigma_{E,2}/2$$



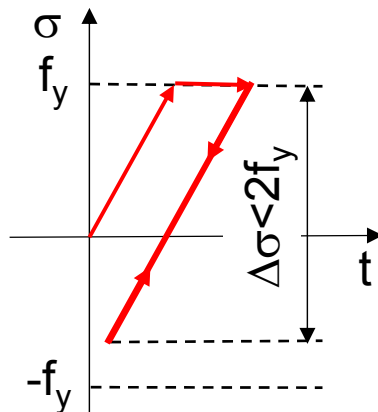
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Verifica

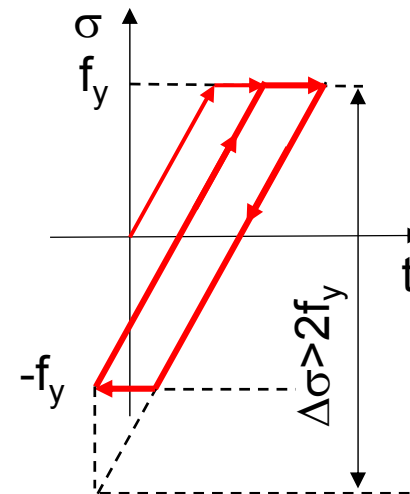
1. Gli intervalli di variazione della tensione nominale, modificata o geometrica devono soddisfare le relazioni seguenti:

$$\Delta\sigma \leq 1.5 \cdot f_y$$

$$\Delta\tau \leq 1.5 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$



Immediato
«shakedown».
Ciclo in campo
elastico.
Fatica ad alto
numero di cicli



Nessuno
«shakedown».
Ciclo in campo
elasto-plastico con
plasticità ciclica.
Fatica oligociclica



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Verifica

2. Gli intervalli di variazione di progetto della tensione nominale o modificata devono soddisfare le relazioni seguenti.
 - a. Verifica tramite i fattori di danneggiamento equivalente

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \frac{\Delta \tau_C}{\gamma_{Mf}}$$

	Conseguenze del collasso	
	Basse	Elevate
γ_{Mf}	1.15	1.35

Per il fattore parziale relativo al carico γ_{Ff} si consiglia un valore pari a 1.0

Nel caso in cui non si disponga dei fattori λ per lo spettro di carico della struttura, non è possibile calcolare la tensione di progetto $\Delta \sigma_{E,2}$. In questo caso si può applicare direttamente la regola di Miner

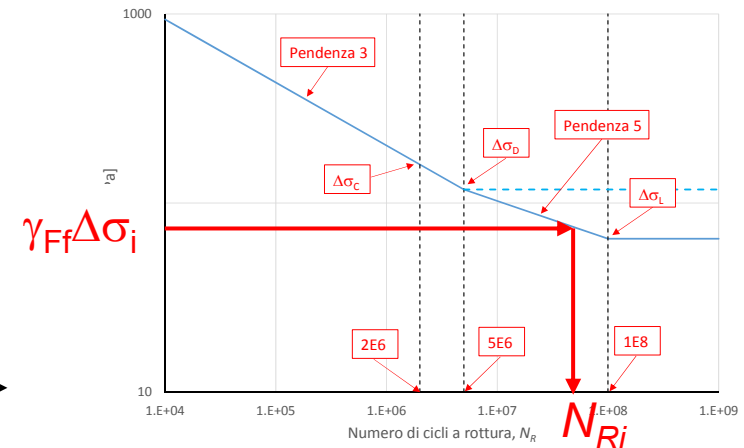
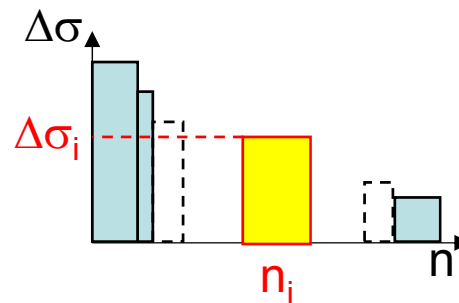
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Verifica

2. Gli intervalli di variazione di progetto della tensione nominale o modificata devono soddisfare le relazioni seguenti.
 - b. Verifica tramite il danneggiamento cumulativo: nel caso in cui non si disponga dei fattori λ per lo spettro di carico della struttura, non è possibile calcolare la tensione di progetto $\Delta\sigma_{E,2}$; in questo caso si può calcolare direttamente il danneggiamento durante la storia di carico tramite la regola di Miner:

$$D_d = \sum_i \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1.0$$

$$N_{Ri} = N_R (\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i)$$





VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Verifica

2. Gli intervalli di variazione di progetto della tensione nominale o modificata devono soddisfare le relazioni seguenti.
 - c. Verifica tramite il limite di fatica: si può semplicemente verificare che risulti:

$$\gamma_{Ff} \text{Max}(\Delta\sigma_i) \leq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}$$

$$\gamma_{Ff} \text{Max}(\Delta\tau_i) \leq \frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}}$$

questa verifica non è prevista esplicitamente, ma deriva direttamente dalla osservazione che se tutti i $\Delta\sigma_i$ sono minori del limite di fatica si evidentemente $D_d=0$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Verifica

3. Quando non diversamente specificato nei prospetti che definiscono le categorie, si raccomanda che, nel caso di combinazioni di variazioni di tensioni normali e tangenziali $\Delta\sigma_{E,2}$ e $\Delta\tau_{E,2}$ (**condizioni pluriassiali**) sia verificata la:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0$$

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

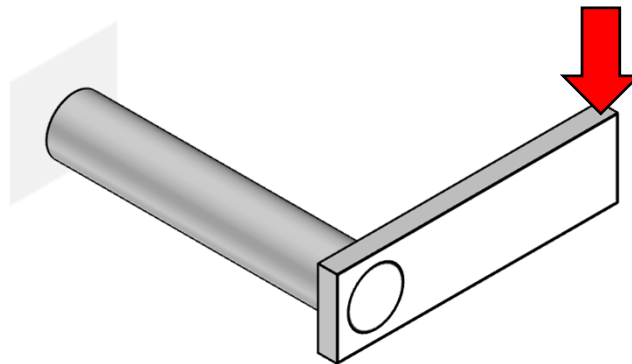
Stati di tensione pluriassiali

Gli stati di tensione pluriassiali possono essere classificati in:

- **Proporzionali:** tutte le componenti di tensione variano insieme nel tempo e tra i loro valori esiste un rapporto costante

$$\frac{\sigma(t)}{\tau(t)} = \text{cost}$$

Le direzioni principali dello stato di tensione non cambiano durante il ciclo



$$F = F_0 \cdot \cos(\Omega t)$$

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

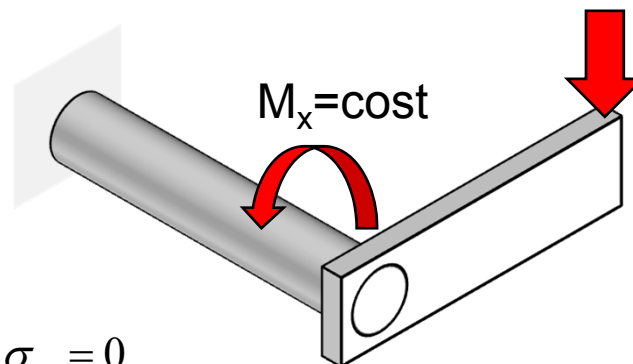
Stati di tensione pluriassiali

Gli stati di tensione pluriassiali possono essere classificati in:

- **Non proporzionali-sincroni:** la parte variabile cambia nel tempo in modo proporzionale, quella costante però non rispetta la stessa proporzione

$$\frac{\sigma_a(t)}{\tau_a(t)} = \text{cost} \neq \frac{\sigma_m}{\tau_m}$$

Le direzioni principali dello stato di tensione cambiano durante il ciclo, ma non in maniera marcata.



$$F = F_0 \cdot \cos(\Omega t)$$

$$\sigma_m = 0$$

$$\tau_m = \tau_{m0} \neq 0$$

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

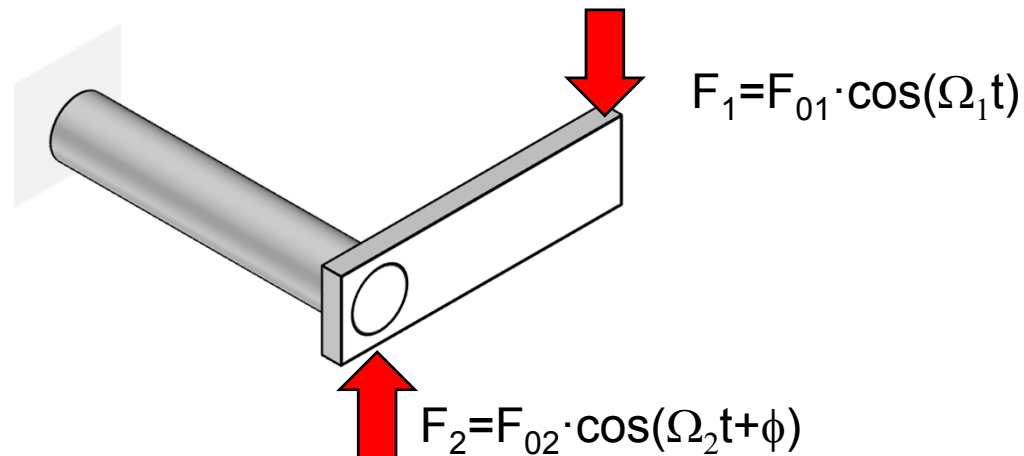
Stati di tensione pluriassiali

Gli stati di tensione pluriassiali possono essere classificati in:

- **Non proporzionali-asincroni:** le tensioni cambiano nel tempo in modo del tutto generale ed indipendente; si possono avere, ad esempio, differenze di fase, ma anche di frequenza

$$\frac{\sigma_a(t)}{\tau_a(t)} \neq \text{cost}$$

Le direzioni principali dello stato di tensione cambiano durante il ciclo, anche in maniera marcata.





VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Proporzionali o Non proporzionali-sincroni

L'intervallo di variazione delle tensioni dovrebbe essere calcolato come il massimo intervallo di variazione tra le **tensioni principali**.

L'EC 3 applica un metodo sostanzialmente equivalente a quello delle tensioni principali per alcuni casi specifici.

In primo luogo si osservi che nei dettagli strutturali, durante i test, le tensioni normali e tangenziali legati a tipi di sollecitazione solitamente agenti insieme (Es.: le tensioni normali dovute alla flessione e quelle tangenziali dovute al taglio) variano evidentemente in modo proporzionale.

Utilizzando, quindi, come parametro di progetto la tensione di riferimento indicata nel dettaglio e confrontandola con la relativa «categoria», si tiene implicitamente conto anche dell'eventuale effetto di interazione con le altre tensioni agenti contemporaneamente.

Il parametro di progetto risulta inoltre proporzionale alla tensione principale massima.

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Proporzionali o Non proporzionali-sincroni

Ad esempio, per una trave composta sottoposta a flessione e taglio (Partt. 1-6 a seconda del tipo di saldatura) è sufficiente condurre la verifica con le tensioni normali da flessione, da confrontarsi con la relativa curva di resistenza.

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p><u>Saldature longitudinali continue:</u></p> <p>1) Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati.</p> <p>2) Saldature automatiche a cordone d'angolo. Le estremità della piastra coprigiunto devono essere verificate utilizzando il particolare 6) o 7) nel prospetto 8.5.</p>	<p>Particolari 1) e 2):</p> <p>Non sono permesse interruzioni/ripresе ad eccezione del caso in cui la riparazione è eseguita da un tecnico qualificato e sia effettuato un controllo per verificare la corretta esecuzione della riparazione.</p>
112		<p>3) Saldature automatiche a cordoni d'angolo o di testa eseguite da entrambi i lati, ma contenenti interruzioni/punti di ripresa.</p> <p>4) Saldature automatiche di testa eseguite da un solo lato, con piatto posteriore, ma senza interruzioni/punti di ripresa.</p>	<p>4) Quando questo particolare contiene interruzioni/punti di ripresa, utilizzare la categoria 100.</p>
100		<p>5) Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa.</p> <p>6) Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi a cassone.</p>	<p>5), 6) È essenziale un buon contatto fra anime ed ali. Preparare il bordo dell'anima in modo da renderlo idoneo per una regolare penetrazione alla radice senza rottura.</p>

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Proporzionali o Non proporzionali-sincroni

Nel caso in cui le tensioni normali e tangenziali non fossero invece presenti contemporaneamente nei test sui dettagli strutturali, è necessario ricorrere, anche in presenza di stati di tensione proporzionali, alla:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0$$

Ad esempio, per una trave a cassone saldata sollecitata a flessione e torsione, si possono utilizzare le seguenti «categorie»:

100	 5	 6	5) Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa. 6) Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi a cassone.
-----	-------	-------	---

Flessione + taglio

80 $m = 5$	Dimensioni in millimetri		
	 8	 9	8) Saldature continue a cordone d'angolo soggette a taglio, come saldature tra anima ed ala in travi composte. 9) Collegamenti per sovrapposizione con saldatura a cordoni d'angolo.

Torsione

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Proporzionali o Non proporzionali-sincroni

In alcuni (pochi) casi, viene esplicitamente indicato di calcolare il $\Delta\sigma$ usando le tensioni principali.

80	$l \leq 50$ mm	 6	Elementi collegati trasversali: 6) Saldati a lamiera. 7) Irrigidimenti verticali saldati a travi o a travi composte. 8) Diaframmi di travi a cassone saldati all'ala o all'anima. Possono non essere possibili per piccole sezioni tubolari. I valori sono anche validi per anelli di irrigidimento.	Particolari 6) e 7): Le zone terminali delle saldature devono essere accuratamente rettificare per rimuovere tutte le incisioni che possono essere presenti. 7) $\Delta\sigma$ deve essere calcolato utilizzando tensioni principali se l'irrigidimento termina nell'anima, vedere il lato sinistro.
71	$50 < l \leq 80$ mm	 7		
		 8		
80		 9	9) L'effetto di connettori a taglio saldati sul materiale base.	



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

In questo caso è considerato conservativo calcolare separatamente il danneggiamento dovuto alle tensioni normali e quello dovuto alle tensioni tangenziali, come se fossero cicli indipendenti, e sommarli.

$$D_d = D_\sigma + D_\tau \leq 1.0$$

In termini di valori di progetto, quando disponibili, si ottiene:

$$D_d = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

Intervallo di variazione della tensione «equivalente»
che produce con $2 \cdot 10^6$ cicli un danneggiamento pari a
quello della effettiva storia di carico



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri} \quad \text{Cicli a rottura corrispondenti alla generica } \Delta\sigma_i$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow N_R = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_E} \right)^3 \quad \text{Cicli a rottura corrispondenti a } \Delta\sigma_{E,2}$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow N_R = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_E} \right)^3$$

$$D_\sigma = \frac{n}{N_R} = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_{E,2}} \right)^3} = \left(\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C} \right)^3$$

Danneggiamento calcolato con $\Delta\sigma_{E,2}$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow N_R = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_E} \right)^3$$

$$D_\sigma = \frac{n}{N_R} = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_{E,2}} \right)^3} = \left(\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C} \right)^3$$

$$D_\sigma = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3$$

Inserendo i coefficienti parziali



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow N_R = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_E} \right)^3$$

$$D_\sigma = \frac{n}{N_R} = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_{E,2}} \right)^3} = \left(\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C} \right)^3$$

$$D_\sigma = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3$$

$$D_\tau = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5$$

Analogamente per il danneggiamento prodotto da $\Delta\tau_{E,2}$

$$D_d = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0 \quad \text{Danneggiamento totale}$$



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI NOMINALI

Stati di tensione Non proporzionali-asincroni

Dimostrazione della relazione di calcolo

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow n = 2 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_C^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_i^3 \cdot N_{Ri}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} \rightarrow N_R = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_E} \right)^3$$

$$D_\sigma = \frac{n}{N_R} = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_{E,2}} \right)^3} = \left(\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C} \right)^3$$

$$D_\sigma = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3$$

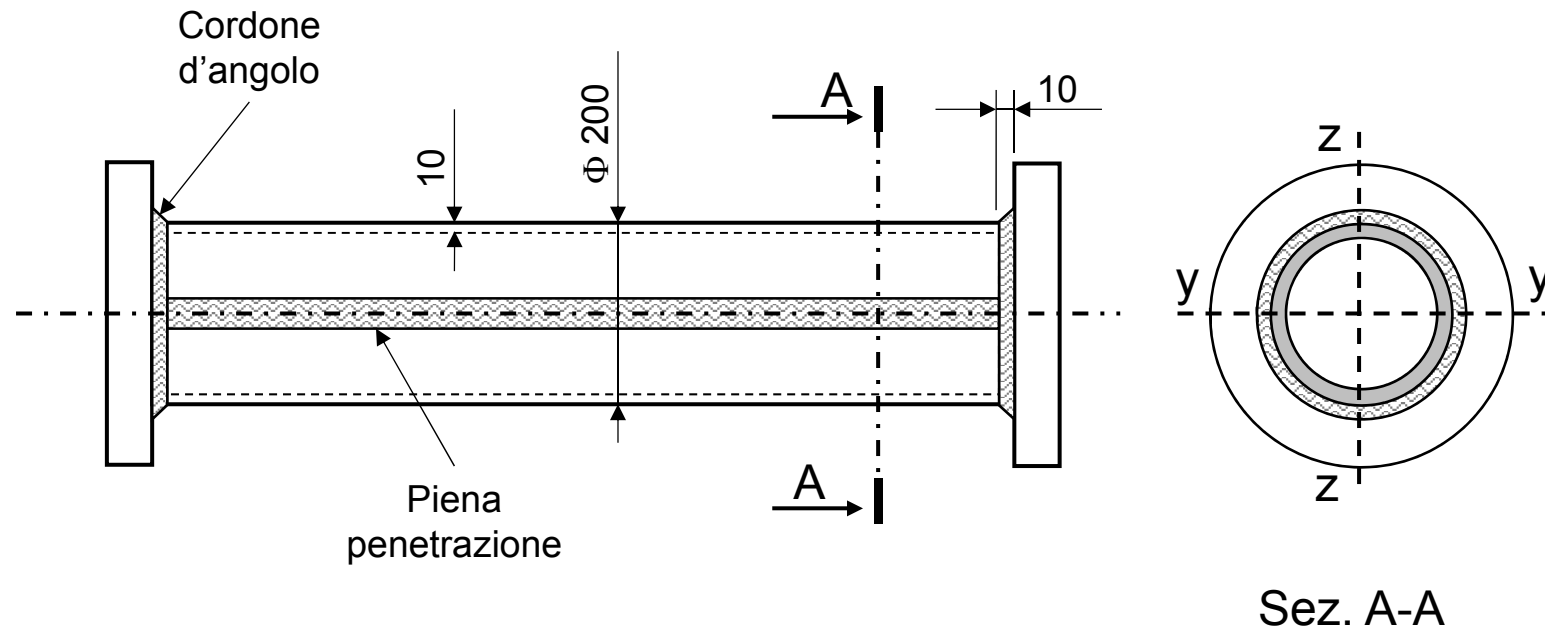
$$D_\tau = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5$$

Analogamente per il danneggiamento prodotto da $\Delta\tau_{E,2}$

$$D_d = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0 \quad \text{Danneggiamento totale}$$

Esercizio E.15

Condurre la verifica a fatica per sola flessione e per flessione e torsione della barra tubolare mostrata nella Figura. Saldature non distese.



$$M_x = 3.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

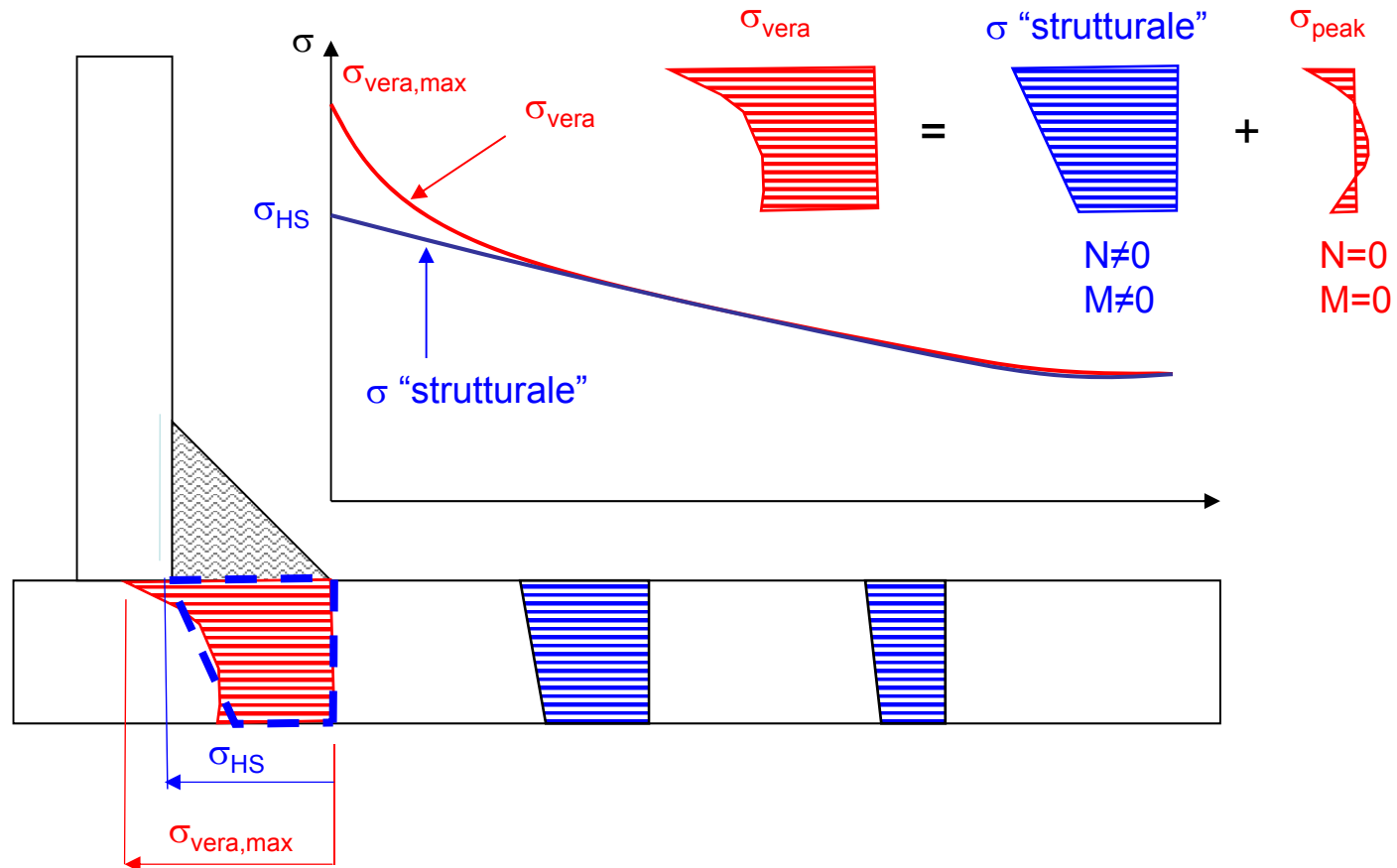
$$M_z = 2.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$n = 250000 \text{ cicli di lavoro}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad \gamma_{Ff} = 1.0$$

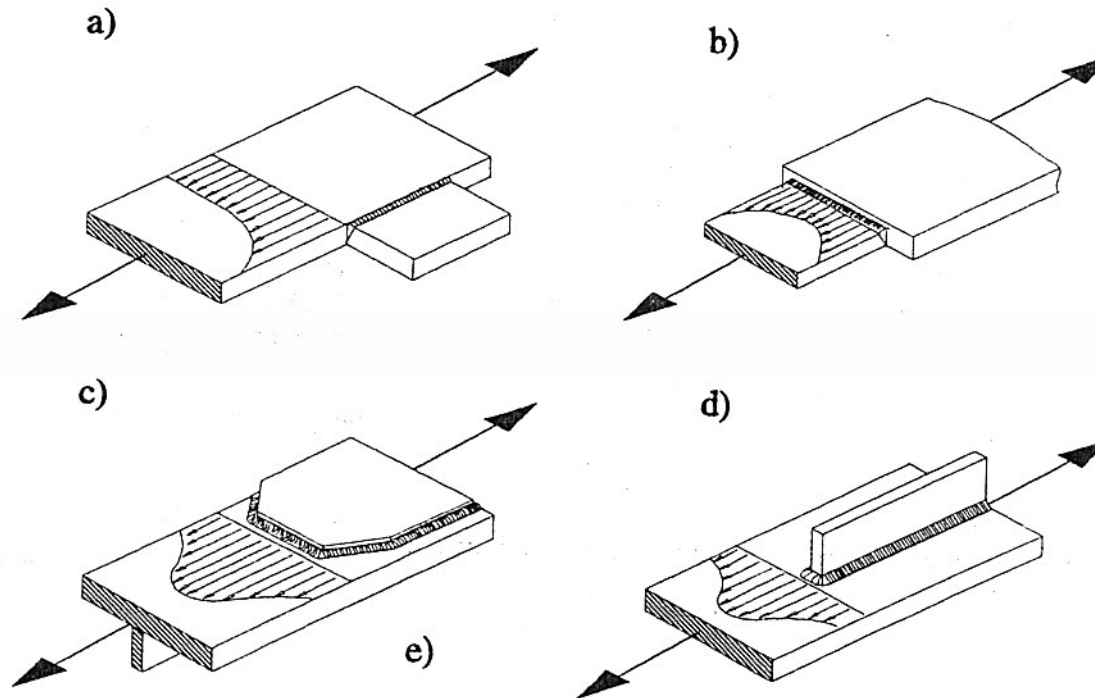
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

La tensione geometrica o di «Hot-spot» è la tensione principale «strutturale» massima calcolata nel materiale base al piede del cordone. Essa considera gli effetti dovuti alla geometria globale di un determinato particolare costruttivo e non quelli dovuti alla micro-geometria locale di dettaglio del cordone, come per esempio i suoi raggi di raccordo.



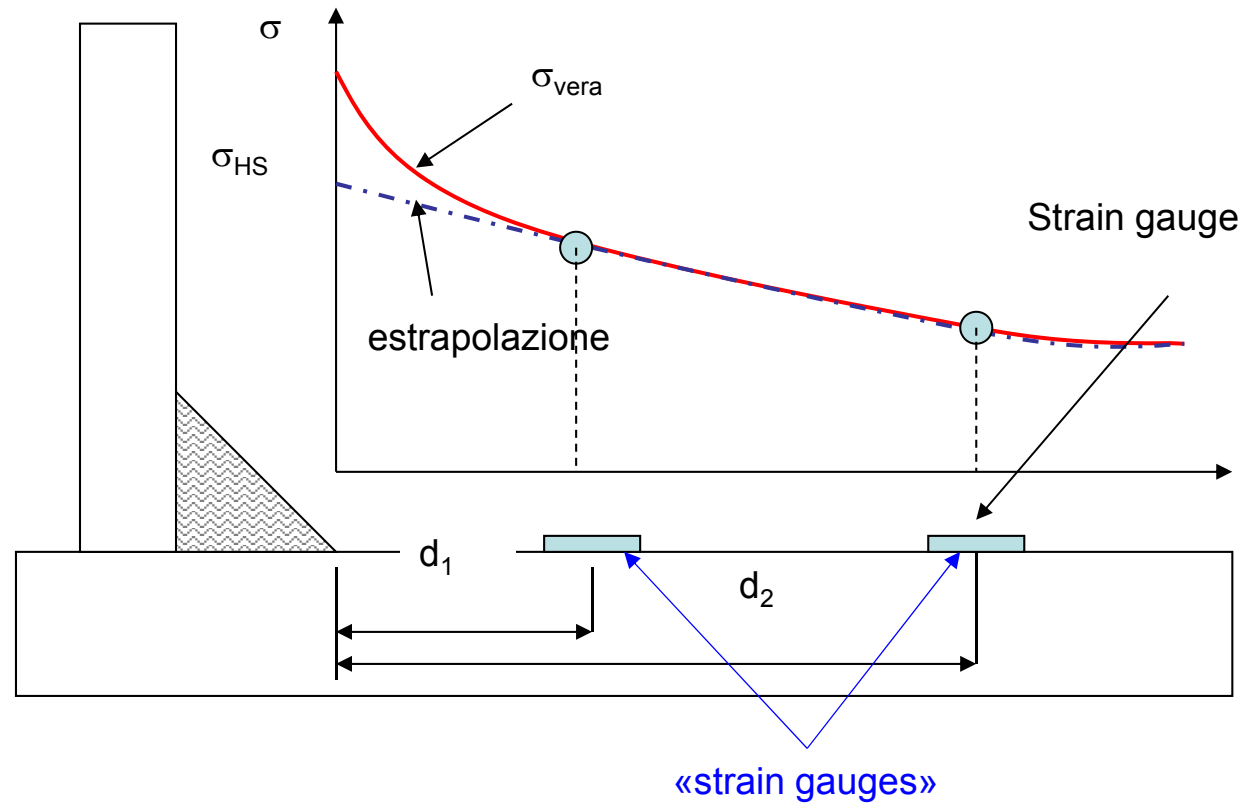
VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

Esempi di variazione della tensione di «hot-spot» in alcune giunzioni (da «Fatigue design of welded joints and components», The International Institute of Welding (IIW), the Abington Publishing, 1996)



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

VALUTAZIONE: sperimentale, tramite «strain gauges»



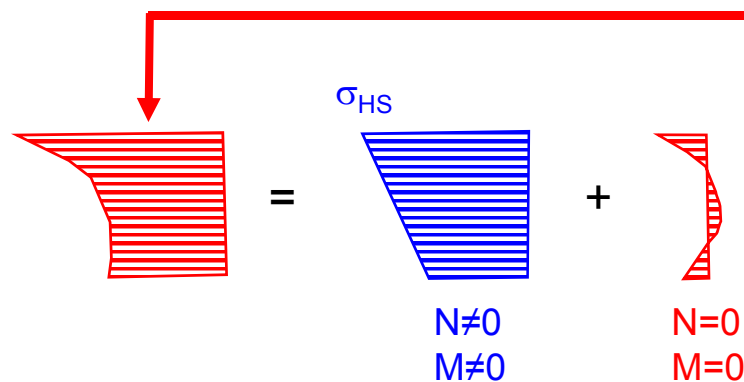
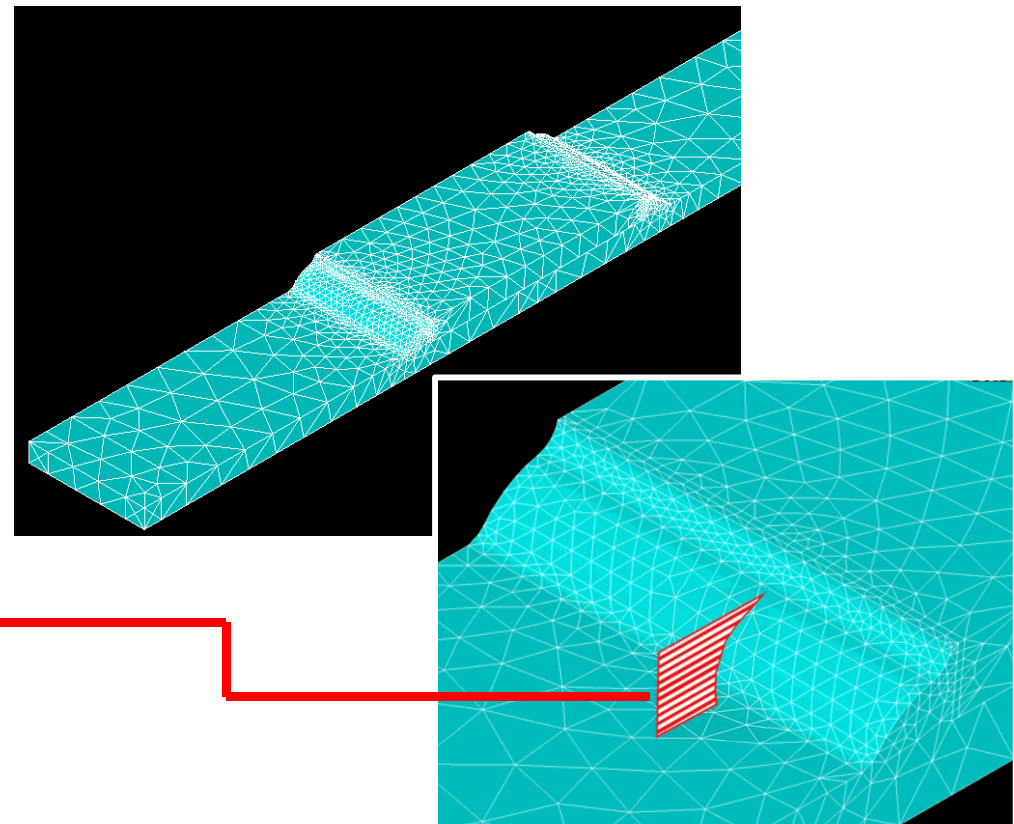
Apposite norme suggeriscono il numero, le posizioni e le dimensioni degli «strain gauges» in funzione dello spessore della lamiera

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

VALUTAZIONE: Numerica con Modelli 3-D (brick)

Tensione di «hot spot» valutata tramite:

- Estrapolazione, sostituendo le tensioni calcolate col FEM a quelle misurate dagli estensimetri
- Estrazione della parte lineare dalla distribuzione di tensioni: si prende l'andamento nello spessore delle tensioni al piede della saldatura e se ne estrae la parte «membrane + bending»

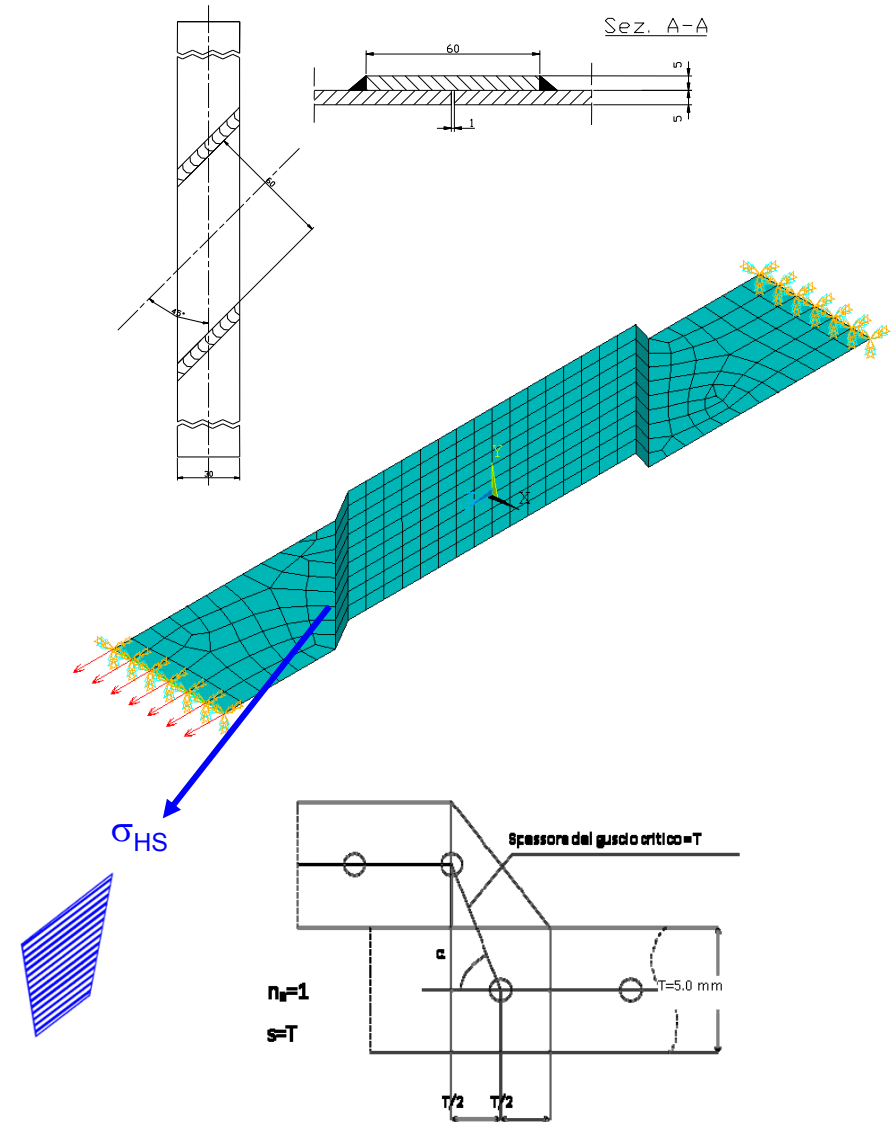


VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

VALUTAZIONE: Numerica con Modelli a «shell»

Tensione di «hot spot» valutata tramite:

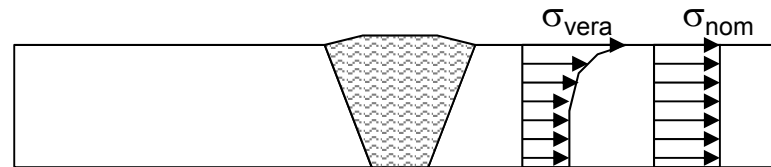
- Estrapolazione, sostituendo le tensioni calcolate col FEM a quelle misurate dagli estensimetri
- Valutazione diretta della tensione al piede del cordone: il modello «shell» fornisce direttamente l'andamento lineare.



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

Confronto con il metodo della tensione nominale

La tensione nominale è correlata alla tensione effettiva agente nel cordone da un fattore di proporzionalità k (sinché si resta in campo elastico), che deve tener conto di numerosi fattori.



$$\sigma_{vera} = k \sigma_{nom}$$

Richiesta una curva S-N
specificata per ogni particolare
strutturale (forma giunto, tipo
cordone) e modalità di carico

Dipende da:

- geometria giunto
- geometria componente
- tipo di carico
- forma cordone
- etc.

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

Confronto con il metodo della tensione nominale

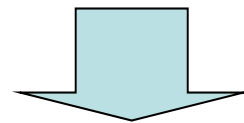
La tensione nominale è correlata alla tensione effettiva agente nel cordone da un fattore di proporzionalità k (sinché si resta in campo elastico), che deve tener conto di numerosi fattori.

La **curva S-N** ingloba gli effetti di:

- geometria del giunto
- tipo di sollecitazione
- concentrazioni tensione nel cordone
- tensioni residue
- difetti ed imperfezioni del cordone
- tecnologia di saldatura

La **tensione nominale** ingloba gli effetti di:

- livello di carico



Curva S-N variabile con il tipo di cordone, con la geometria del giunto e con le modalità di carico



VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

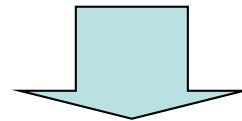
La tensione geometrica o di «Hot-spot»

La **curva S-N** ingloba gli effetti di:

- concentrazioni tensione nel cordone
- tensioni residue
- difetti ed imperfezioni del cordone
- tecnologia di saldatura

La **tensione “hot spot”** ingloba gli effetti di:

- livello di carico
- distribuzione di tensioni nel giunto
- tipo di sollecitazione



Curva S-N variabile solo con il tipo di cordone (e non con la geometria del giunto o del componente)

PROBLEMI APERTI:

risultati “mesh-sensitive”, con procedure di analisi ancora non del tutto standardizzate

VERIFICHE A FATICA – METODO DELLE TENSIONI GEOMETRICHE

Curva S-N

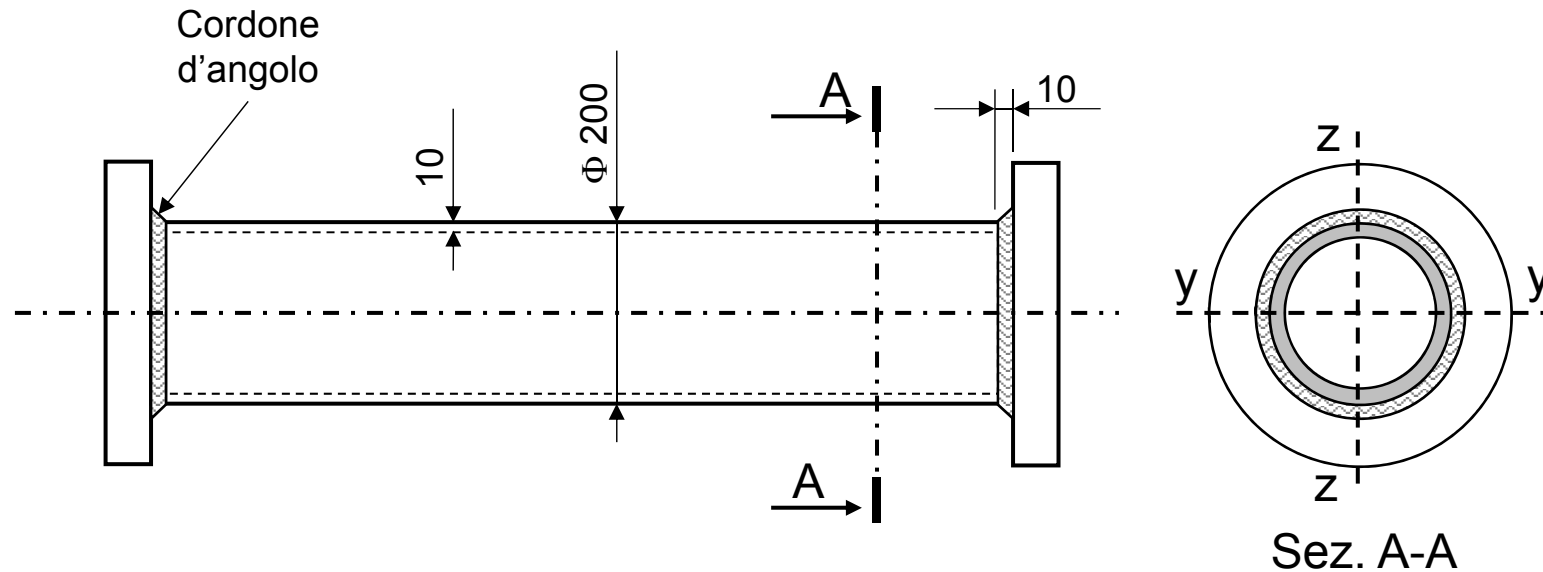
Le curve S-N per il metodo delle tensioni geometriche sono in numero molto più ristretto rispetto a quello delle tensioni nominali (3 in tutto).

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		1) Giunzione saldata di testa a completa penetrazione.	1) - Tutte le saldature livellate mediante rettifica fino alla superficie della piastra in direzione parallela alla freccia. - Utilizzare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, livellare mediante rettifica le estremità delle lamiere in direzione della tensione. - Saldature su entrambi i lati verificate secondo NDT. - Per i disallineamenti vedere nota 1.
100		2) Giunzione saldata di testa a completa penetrazione.	2) - Saldature non livellate mediante rettifica. - Utilizzare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, livellare mediante rettifica le estremità delle lamiere in direzione della tensione. - Saldature su entrambi i lati. - Per i disallineamenti vedere nota 1.
100		3) Giunzioni a croce con saldature di testa a K a completa penetrazione.	3) - Angolo del piede della saldatura $\leq 60^\circ$. - Per i disallineamenti vedere nota 1.
100		4) Saldature a cordoni d'angolo non soggette a carichi.	4) - Angolo del piede della saldatura $\leq 60^\circ$. - Vedere anche nota 2.
100		5) Parti terminali di supporti, irrigidimenti longitudinali.	5) - Angolo del piede della saldatura $\leq 60^\circ$. - Vedere anche nota 2.

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) Estremità di coprigiunti e collegamenti simili.	6) - Angolo del piede della saldatura $\leq 60^\circ$. - Vedere anche nota 2.
90		7) Giunzioni a croce con saldature a cordoni d'angolo soggette a carichi.	7) - Angolo del piede della saldatura $\leq 60^\circ$. - Per i disallineamenti vedere nota 1. - Vedere anche nota 2.

Esercizio E.15

Condurre la verifica a fatica per sola flessione della barra tubolare mostrata nella Figura. Saldature non distese.

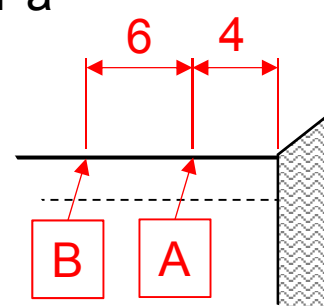


Tensione nel punto A, $\sigma_{xA} = 45$ MPa

Tensione nel punto B, $\sigma_{xB} = 37$ MPa

$n = 250000$ cicli di lavoro

$\gamma_{Mf} = 1.15$ $\gamma_{Ff} = 1.0$





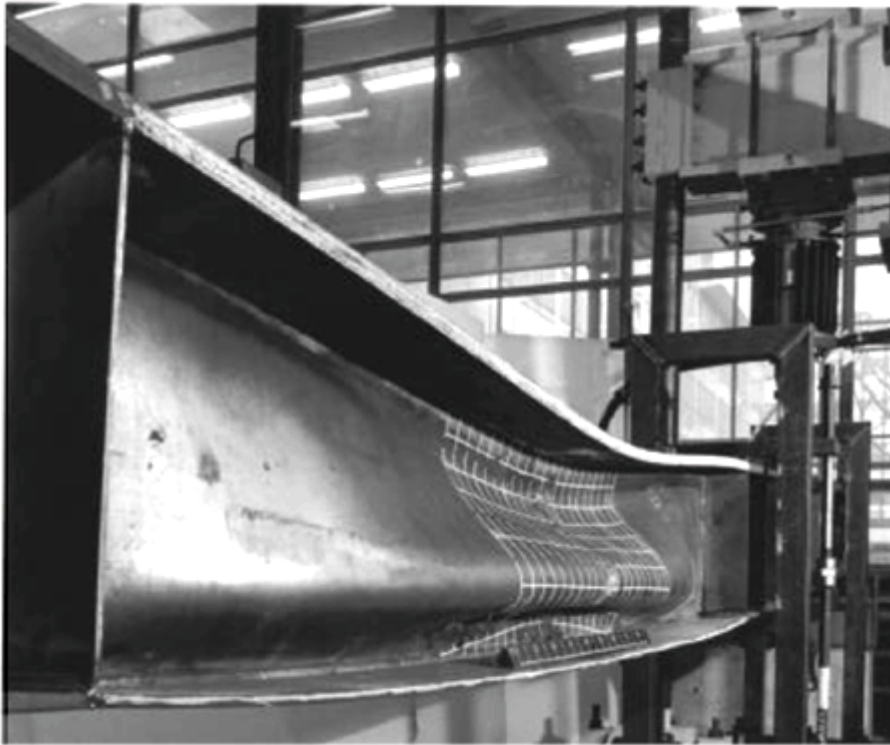
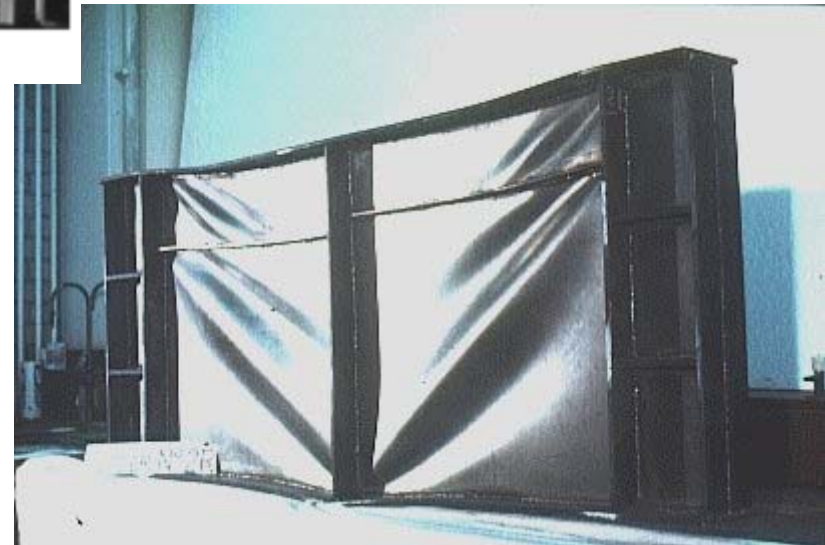


Figure 2. Vertical web buckling.





Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

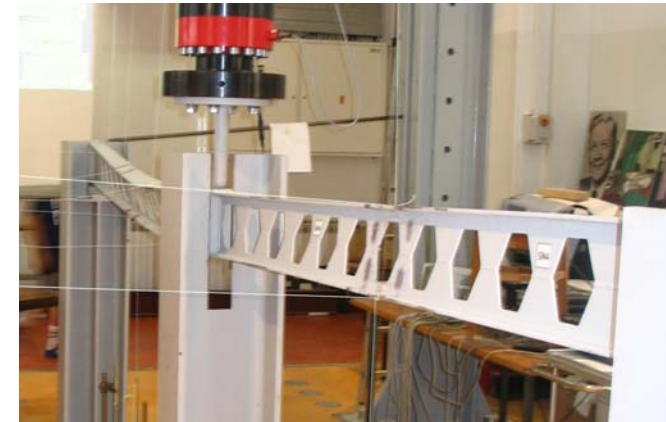
Insegnamento di "Costruzione di Macchine"
CLM in Ingegneria Meccanica





Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

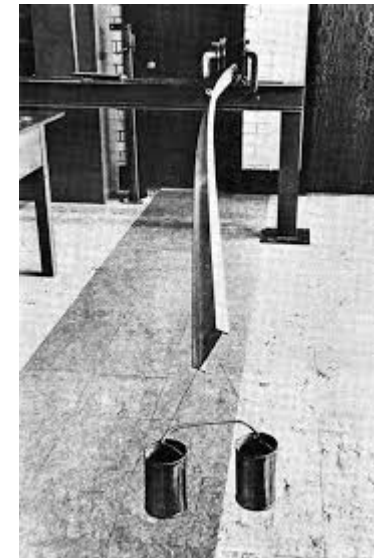
Insegnamento di "Costruzione di Macchine"
CLM in Ingegneria Meccanica





Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

Insegnamento di "Costruzione di Macchine"
CLM in Ingegneria Meccanica







Lezioni sul progetto di strutture in acciaio secondo Eurocode 3

Insegnamento di "Costruzione di Macchine"
CLM in Ingegneria Meccanica

