

Modulo II : Teoria delle strutture in acciaio

Lezione 5

Membrature inflesse e pressoinflesse: *progetto e verifica*



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI L'AQUILA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso in:



Con il contributo di:



Sommario

II.5a) Verifiche sulla capacità portante (SLU)

II.5a.1 Generalità

II.5a.2 Membrature soggette a flessione sem.

II.5a.3 Membrature soggette a puro taglio

II.5a.4 Membrature soggette a pura torsione

II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature
soggette a sollecitazioni composte

II.5b) Verifiche in esercizio (SLE)

II.5b.1 Generalità

II.5b.2 Verifica dello stato di spostamento

II.5b.3 Verifica dello stato di vibrazione

Docente:

ing. Gianmaria Di Lorenzo

Resp. scientifico:

prof. Raffaele Landolfo

Coordinamento:

prof. Dante Galeota



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI L'AQUILA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso in:



Resp. Scientifico: Prof. Raffaele Landolfo
Coordinamento: Prof. Dante Galeota

Con il contributo di:



Modulo II : Teoria delle strutture in acciaio

Lezione 5
Membrature inflesse e pressoinflesse:
progetto e verifica

Sommario

● II.5a) Verifiche sulla capacità portante (SLU)

- II.5a.1 Generalità
- II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice
- II.5a.3 Membrature soggette a puro taglio
- II.5a.4 Membrature soggette a pura torsione
- II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature soggette a sollecitazioni composte

II.5b) Verifiche in esercizio (SLE)

- II.5b.1 Generalità
- II.5b.2 Verifica dello stato di spostamento
- II.5b.3 Verifica dello stato di vibrazione

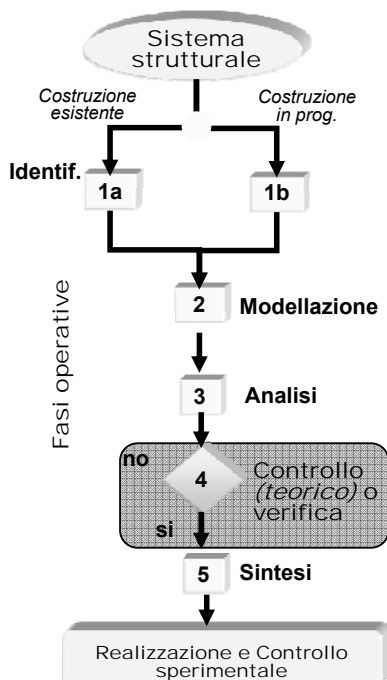
Docente: **ing. Gianmaria Di Lorenzo**
Resp. scientifico: **prof. Raffaele Landolfo**
Coordinamento: **prof. Dante Galeota**



Corso in progettare con l'acciaio in zona sismica
Modulo II: Teoria delle strutture in acciaio



II.5a.1 Generalità



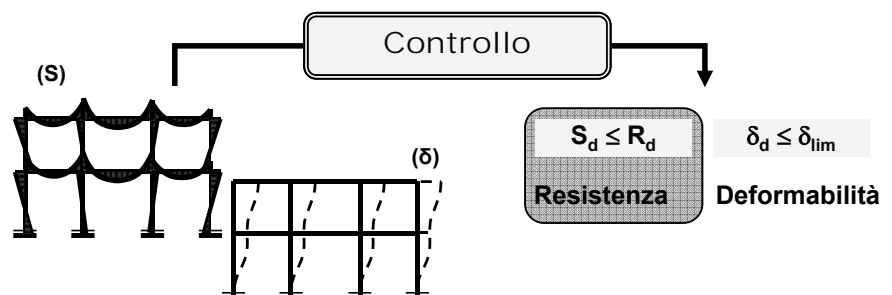
Definizione

Il controllo "teorico" è il processo attraverso il quale si verifica che la risposta del sistema strutturale (**Domanda=D**) è compatibile con determinati limiti prestazionali (**Capacità=C**)



- Deterministici o di Livello 0;
- Semiprobabilistici o di Livello I;
- Probabilistici o di Livello II, III e IV.

Metodi





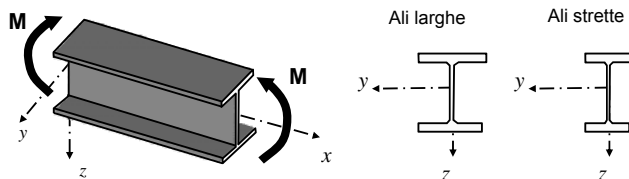
II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice

- II.5a.2.1 Esempi di membrature inflesse
- II.5a.2.2 Dimensionamento rispetto alla resistenza
- II.5a.2.3 Verifica agli SLU secondo EC3
 - II.5a.2.3.1 Verifica di resistenza
 - II.5a.2.3.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)
- II.5a.2.4 Verifica alle TA secondo CNR UNI 10011
 - II.5a.2.4.1 Verifica di resistenza
 - II.5a.2.4.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

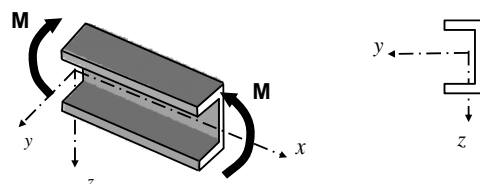


II.5a.2.1 Flessione: Esempi di membrature inflesse

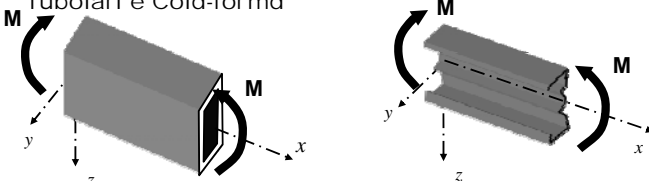
Profilati a doppio T (ad es. HE, IPE)



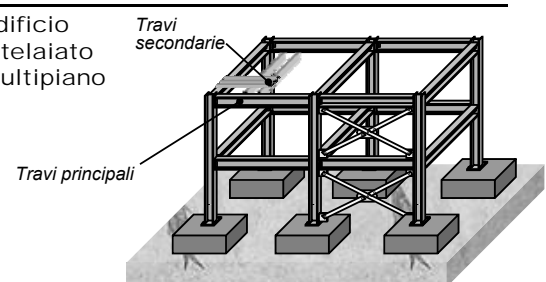
Profilati a C (UPN, UPE)



Tubolari e Cold-formed

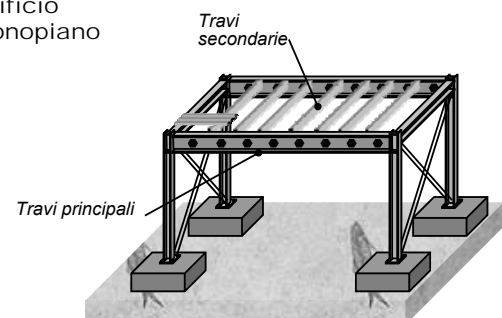


Edificio
intelaiato
multipiano



N.B. Le travi (per carichi verticali) sono soggette a flessione semplice in mezzeria

Edificio
monopiano



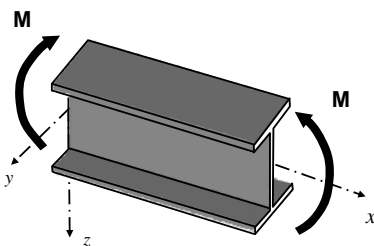


II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice

- II.5a.2.1 Esempi di membrature inflesse
- II.5a.2.2 Dimensionamento rispetto alla resistenza
 - II.5a.2.3 Verifica agli SLU secondo EC3
 - II.5a.2.3.1 Verifica di resistenza
 - II.5a.2.3.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)
 - II.5a.2.4 Verifica alle TA secondo CNRUNI 10011
 - II.5a.2.4.1 Verifica di resistenza
 - II.5a.2.4.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)



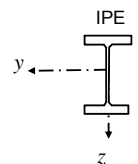
II.5a.2.2 Flessione: Dimensionamento rispetto alla resistenza



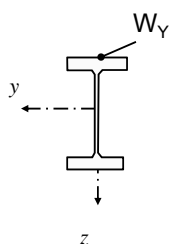
N.B. Le travi progettate per resistenza (rispetto al W) vanno accuratamente verificate allo SLE ed in particolare nei confronti della deformabilità (rispetto ad l)

Fasi Operative

- 1 Scelta una tipologia di sezione
Ad esempio IPE
- 2 Scelta del tipo di acciaio
Ad esempio acciaio S275



Modulo di resistenza elastico teorico



dove:

M_{max} è il max momento sollecitante
 f_d è la tensione di progetto pari:

- f_y/γ_{M0} allo SLU
- σ_{adm} alle T.A.

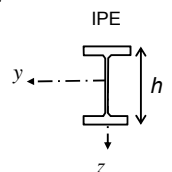
$$W^* = \frac{M_{max}}{f_d}$$

- 3 Calcolo del momento flettente massimo alle T.A o SLU
Ad esempio con schemi semplificati o analisi di primo tentativo con mod. di Liv.0



- 4 Calcolo dell' modulo di resistenza W^* elastico teorico

- 5 Scelta della sezione dal sagomario con W maggiore di quello teorico
Ad esempio altezza





II.5a.2.2 Flessione: Dimensionamento rispetto alla resistenza

Sagomario Arcelor

Perfiles H de alas anchas

Dim. HE A, HE B y HE M 100 - 1000 conforme a la norma anterior EU 53-62; HE 1000 con G_{40} - G_{50} conforme a ASTM A 6/A 6M - 07
HE C conforme a PN-H-92452:2005; HE AA, HE AA 100-1000 conforme a la norma de fabrica
Tolerancias: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-W
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 with G_{40} - G_{50}

Estado de la superficie: conforme a norma EN 10163-3:2004, clase C, subclase 1

European wide flange beams

Dim. HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with former standard EU 53-62; HE 1000 with G_{40} - G_{50} in accordance with ASTM A 6/A 6M - 07
HE C in accordance with PN-H-92452:2005; HE AA 100-1000 in accordance with mill standard

Tolerancias: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-W
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 with G_{40} - G_{50}

Surface condition, according to EN 10163-3, 2004, class C, subclass 1

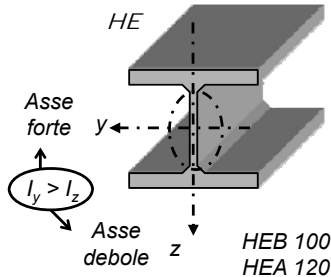
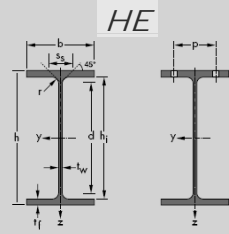
Profili H ad ali larghe

Dim. HE A, HE B and HE M 100 - 1000 secondo il vecchio standard FI 53-62; HE 1000 con G_{40} - G_{50} secondo ASTM A 6/A 6M - 07

HE C secondo PN-H-92452:2005; HE AA 100-1000 secondo il standard dell'acciaieria

Tolleranze: EN 10034:1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-W
ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 con G_{40} - G_{50}

Condizioni di superficie: secondo EN 10163-3:2004, classe C, sottoclasse 1



HEB 100
HEA 120

Denominación Designation Designazione	Propiedades del perfil / Section properties / Proprietà geometriche del profilo										Superficie							
	eje fuerte y-y strong axis y-y asse forte y-y					eje débil z-z weak axis z-z asse debole z-z					Pure bending y-y		Pure compression					
Pag. 2	G	I _y	W _{ey}	W _{ey*}	I _y	A _c	I _z	W _{ez}	W _{ez*}	I _z	s _x	t	l _w	EN 10025-1:2005	EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001	
	kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ² x10 ²	mm ² x10 ²	1	1	1	1	
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	2
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1
HE 100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	1	1	1
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1



II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice

II.5a.2.1 Esempi di membrature inflesse

II.5a.2.2 Dimensionamento rispetto alla resistenza

II.5a.2.3 Verifica agli SLU secondo EC3

● II.5a.2.3.1 Verifica di resistenza

II.5a.2.3.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

II.5a.2.4 Verifica alle TA secondo CNRUNI 10011

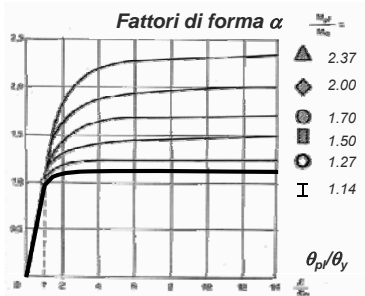
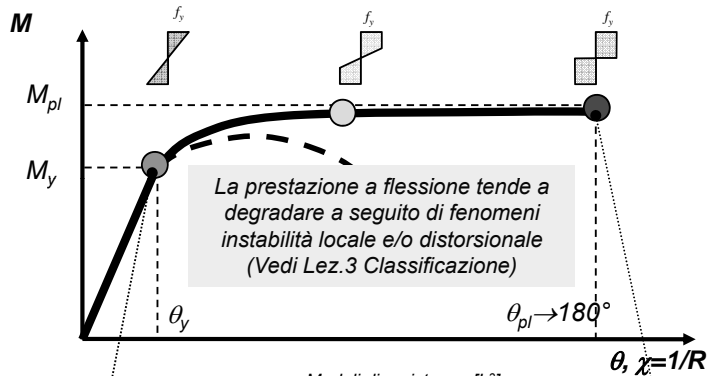
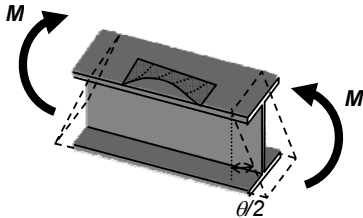
II.5a.2.4.1 Verifica di resistenza

II.5a.2.4.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

II.5a.2.3.1 Flessione: cenni introduttivi

H_p

- Principio di conservazione delle **sezioni piane** (hp. Bernulli) e piccoli spostamenti
- Materiale **elastico perfettamente plastico** (hp. Prandtl) ed isoresistenze
- Assenza di qualunque fenomeno instabile



Moduli di resistenza $[L^3]$
 $W_{el} = I_y / h / 2$ $W_{pl} = 2 \cdot S_y$

Momento al limite elastico

$M_y = f_y \cdot W_{el}$

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

Fattore di forma geometrico a flessione

Momento plastico

$M_{pl} = f_y \cdot W_{pl}$

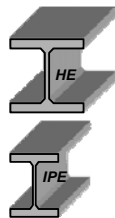
II.5a.2.3.1 Flessione: Verifica di resistenza Sez. Classe 1

Comportamento

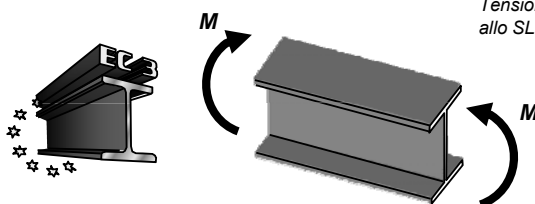
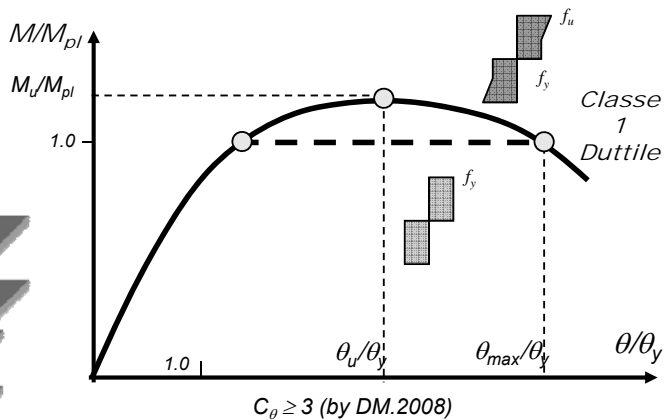
Sono quelle sezioni trasversali in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica senza che si verifichi riduzione di resistenza

Tipologia di sezioni ed applicazioni

- Profili IPE, UPN, HEB, HEM,
- HEA per $h < 300$ mm ed acciaio S 235
- Sistemi strutturali sismoresistenti ad alta duttilità



Tensione di progetto f_d allo SLU



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

dove
 W_{pl} è il modulo di res plastico
 γ_{M0} è il coeff di sicurezza parziale per resistenza, pari a 1.05

Resistenza di progetto a flessione (per resistenza)

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

Tasso di lavoro $s = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$



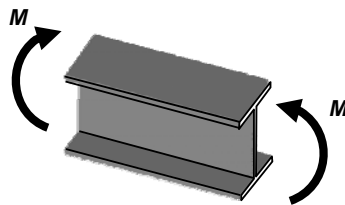
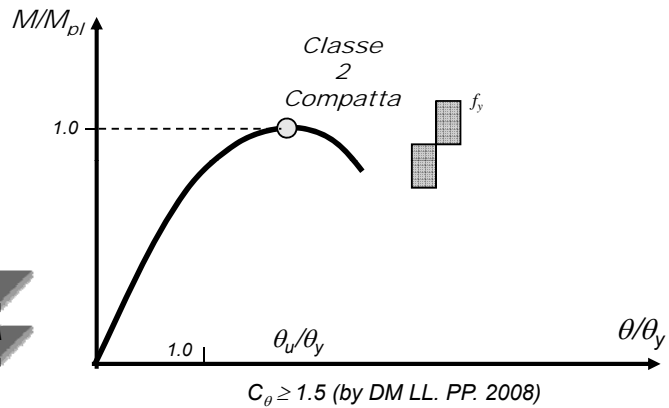
II.5a.2.3.1 Flessione: Verifica di resistenza Sez. Classe 2

Comportamento

Sono quelle sezioni trasversali in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata per effetto dell'instabilità locale

Tipologia di sezioni ed applicazioni

- Profili HEA con acciai S 355 e S 460
- Strutture sismoresistenti a bassa duttilità



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

dove
 W_{pl} è il modulo di res plastico
 γ_{M0} è il coeff di sicurezza parziale
pari per resistenza, pari a 1.05

Resistenza di progetto a flessione (per resistenza)

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

Tasso di lavoro $s = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$



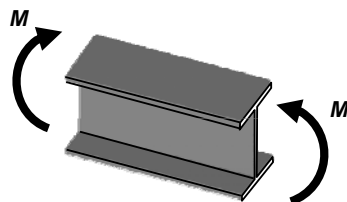
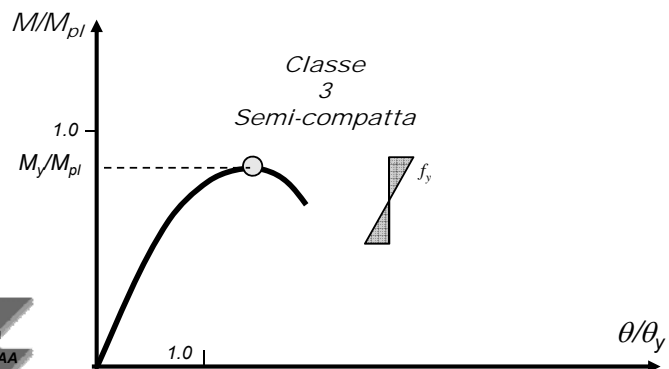
II.5a.2.3.1 Flessione: Verifica di resistenza Sez. Classe 3

Comportamento

Sono quelle sezioni trasversali nelle quali le tensioni calcolate nelle fibre esterne compresse della membratura di acciaio, ipotizzando una distribuzione elastica di tensioni, possono raggiungere la resistenza di snervamento ma l'instabilità locale può impedire lo sviluppo del momento resistente plastico

Tipologia di sezioni ed applicazioni

- Profili HEAA
- Strutture non dissipative



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

dove
 $W_{el,min}$ è il modulo di res elastico minimo(*) della sezione
 γ_{M0} è il coeff di sicurezza parziale
pari per resistenza, pari a 1.05

Resistenza di progetto a flessione (per resistenza)

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

Tasso di lavoro $s = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$

(*) Per sezioni non simmetriche si adotta il valore minimo tra i due moduli di resistenza elastici corrispondenti alla crisi della fibra superiore o inferiore



II.5a.2.3.1 Flessione: Verifica di resistenza Sez. Classe 4

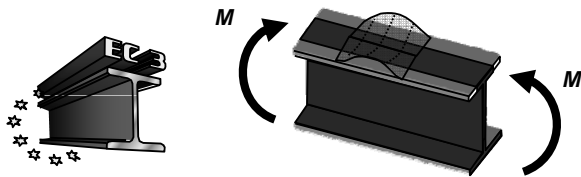
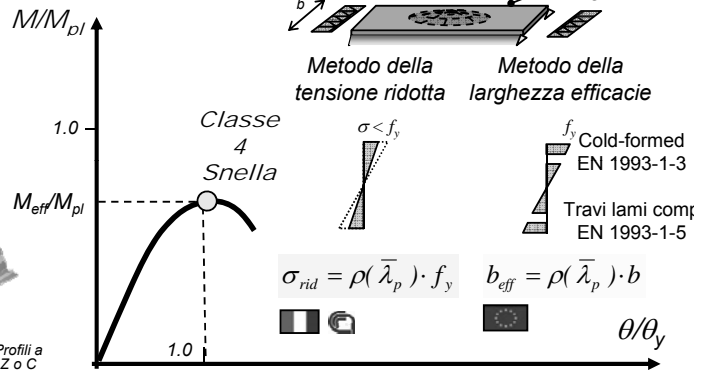
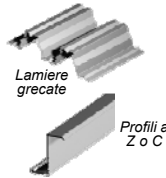
Comportamento

Sono quelle sezioni trasversali nelle quali l'instabilità locale si verificherà prima che in uno o più elementi della sezione trasversale si raggiunga la tensione di snervamento

Tipologia di sezioni ed applicazioni

- Lamiere grecate e profili cold-formed
- Strutture non dissipative e sistemi a secco

N.B. I cold-formed ben irrigiditi possono essere anche di classe superiore



(*) La parzializzazione delle parti compresse, anche per sezioni lorde simmetriche, genera una asimmetria per la quale occorre considerare il W minimo (crisi delle fibre superiori o inferiori)

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

dove
 $W_{eff,min}$ è il modulo di res. efficace minimo della sezione
 γ_{M0} è il coeff di sicurezza parziale per resistenza, pari a 1.05

Resistenza di progetto a flessione (per resistenza)

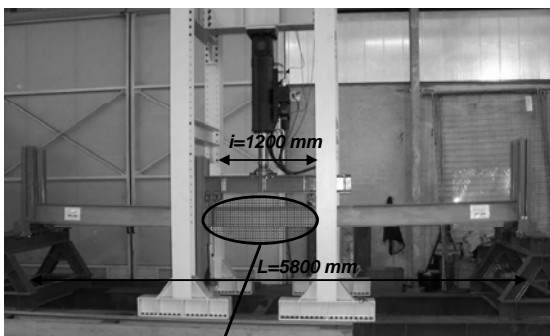
$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Tasso di lavoro $s = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$



II.5a.2.3.1 Flessione: Comportamento sperimentale

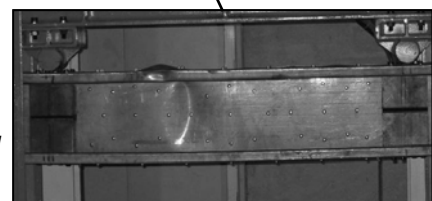
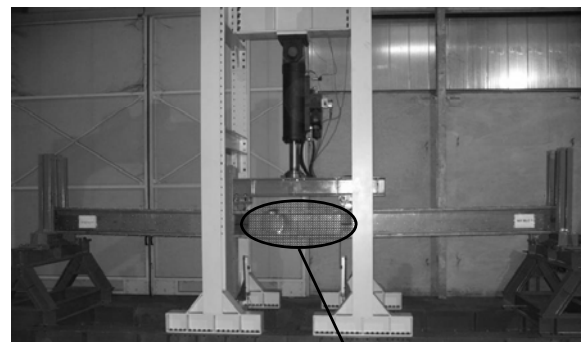
Classe 1



Esempi di prove a flessione su travi vincolate torsionalmente

IPE 240
Acciaio S275

Classe 4



Travi cold-formed
MH MLC
H=300 mm t=2mm
Acciaio S235



II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice

II.5a.2.1 Esempi di membrature inflesse

II.5a.2.2 Dimensionamento rispetto alla resistenza

II.5a.2.3 Verifica agli SLU secondo EC3

II.5a.2.3.1 Verifica di resistenza

● II.5a.2.3.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

II.5a.2.4 Verifica alle TA secondo CNRUNI 10011


II.5a.2.4.1 Verifica di resistenza

II.5a.2.4.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

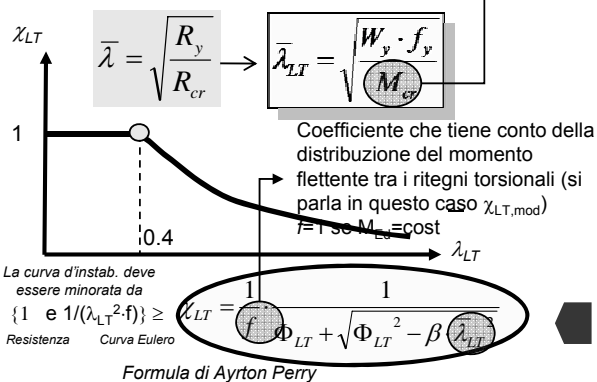


II.5a.2.3.2 Flessione: Verifica di instabilità laterale (svergolamento) by EC3

Tipo curva	a	b	c	d
Fattore di imperfezione	0.21	0.34	0.49	0.76



N.B. Per valutare M_{cr} vedi EN1993-1-1, al par. 6.3.2.1 e Ann.F ENV 1993-1-3



Modelli di resistenza

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

dove:

f_y è la tensione di snervamento

γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per instabilità pari a 1.05

W_y è il modulo di resistenza della sezione pari;

- $W_y = W_{pl}$ per sezioni di clas 1 o 2
- $W_y = W_{el}$ per sezioni di classe 3
- $W_y = W_{eff}$ per sezioni di classe 4

$$\chi_{LT} \leq \{1 \text{ e } 1/(\lambda_{LT}^2 \cdot f)\}$$

è il coefficiente di riduzione della tensione resistente di progetto a seguito dell'instabilità flesso torsionale

EN 1993-1-1
Controllo
SLU



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

$M_{b,Rd}$
Resistenza di progetto all'instabilità laterale (lateral-buckling)

Tasso di lavoro

$$s = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice

II.5a.2.1 Esempi di membrature inflesse

II.5a.2.2 Dimensionamento rispetto alla resistenza

II.5a.2.3 Verifica agli SLU secondo EC3

II.5a.2.3.1 Verifica di resistenza

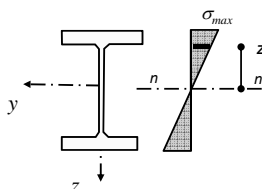
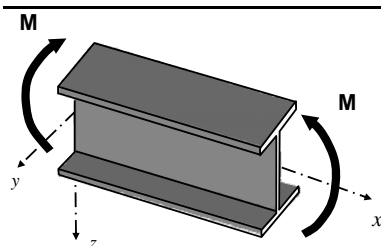
II.5a.2.3.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

● II.5a.2.4 Verifica alle TA secondo CNR UNI 10011

II.5a.2.4.1 Verifica di resistenza

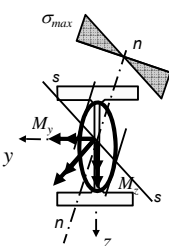
II.5a.2.4.2 Verifica di instabilità laterale (svergolamento)

II.5a.2.4.1 Flessione: Verifica alle T.A.



$$\sigma(z) - \frac{M}{I_y} \cdot z \leq \sigma_{adm}$$

Formula di Navier



Luis Marie Navier
(1785-1836)

Verifiche di resistenza

Flessione retta

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} \leq \sigma_{adm}$$

dove:

M è il momento sollecitante

σ_{adm} è la tensione ammissibile

W è il modulo di resistenza elastico valutato rispetto all'asse neutro coniugato all'asse di sollecitazione considerato

Flessione deviata

$$\sigma_{max} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{adm}$$

CNR UNI 10011
DM 1996

Controllo
TA



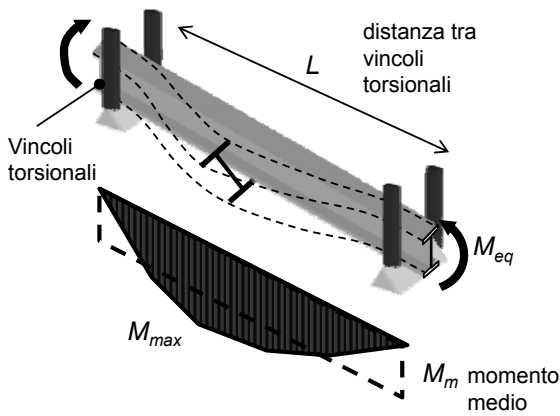
$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

σ_{max}
è massima tensione normale presente nella membratura

Tasso di lavoro
 $s = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{adm}} \leq 1$



III.5a.2.4.2 Flessione: Verifica allo svergolamento alle T.A.



Verifiche di instabilità

Metodo ω

$$\sigma_{max} - \frac{\omega_1 \cdot M_{eq}}{W} \leq \sigma_{adm}$$

dove:

σ_{adm} è la tensione ammissibile

W è il modulo di resistenza elastico

M_{eq} è il momento sollecitante equivalente, paria a

$$M_{eq} = 1,3 \cdot M_m \quad \text{travi} \\ \text{con } M_{eq}/M_{max} \in [0,75 \quad 1]$$

$$M_{eq} = M_m \quad \text{mensole}$$

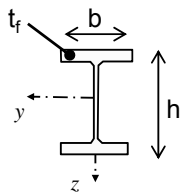
$$\text{con } M_{eq}/M_{max} \in [0,50 \quad 1]$$

N. B. Tale espressione è valida per travi laminati a doppio T con sezione doppiamente simmetrica

Metodo di C. Massonet

$$\omega_1 = \frac{f_y}{0,585 \cdot E} \cdot \left(\frac{h \cdot L}{h \cdot t_f} \right)$$

$\omega_1 \geq 1$ è un coefficiente amplificativo "fittizio" delle sollecitazioni pari a



CNR UNI 10011
DM 1996

Controllo
TA



$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

σ_{max}
è di collasso per
instabilità presente nella
membratura

Tasso
di
lavoro

$$s - \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{adm}} \leq 1$$



II.5a.3 Membrature soggette a puro taglio

● II.5a.3.1 Verifica agli SLU secondo EC3

II.5a.3.2 Verifica alle TA secondo CNRUNI 10011



II.5a.3.1 Membrature a Taglio: Verifica agli SLU secondo EC3

Per sezioni a doppio T

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \cong 1.04 \cdot h \cdot t_w$$

Per tubolari

$$A_v = \frac{2}{\pi} \cdot A \cong 0.64 \cdot A$$

Modelli di resistenza

Sezioni con anime tozze

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Tensione resistente a taglio (vedi Von Mises)

dove:

- f_y è la tensione di snervamento
- γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1.05
- A_v è l'area di taglio

Sezioni con anime snelle

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \chi_V \right)}{\gamma_{M1}}$$

Tensione tangenziale di collasso dell'anima

dove:

- $\chi_V \leq 1$ è il coefficiente di riduzione della tensione resistente di progetto a seguito imbozzamento

EN 1993-1-1
Controllo SLU

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

V_{Rd}
Resistenza di progetto a taglio della membratura

Anime non irrigidite

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$\eta = 1$ acc S460
 $\eta = 1.2$ altri

Anime irrigidite trasversa

$$\frac{h_w}{t_w} > 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Snellezza adimensionalizzata a del pannello d'anima (vedi EN1993-1-5 o EN1993-1-3)

$$\bar{\lambda}_w$$

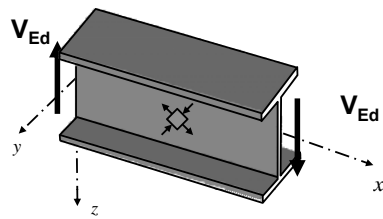


II.5a.3 Membrature soggette a puro taglio

II.5a.3.1 Verifica agli SLU secondo EC3

● II.5a.3.2 Verifica alle TA secondo CNRUNI 10011

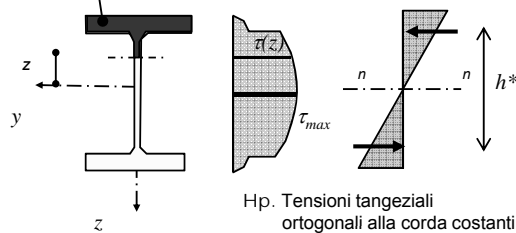
II.5a.3.2 Membrature a Taglio: Verifica alle T.A.



$I_y(z)$ momento d'inerzia di "tutta" la sez rispetto a y

$S_y(z)$ rappresenta il momento statico dell'area sottesa dalla curva valutato rispetto all'asse baricentrico

$$\tau_{x,z}(z) = \frac{V_{Ed} \cdot S_y(z)}{I \cdot I_y} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}}$$



Hp. Tensioni tangeziali ortogonali alla corda costanti

Verifiche di resistenza

Metodo semplificato

$$\tau_{max} \cong \frac{V_{Ed}}{A_v} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}}$$

Tensione tangenziale ammissibile a taglio (vedi Von Mises)

dove:

V_{Ed} è il taglio sollecitante

A_v è l'area di taglio (vedi verifica SLU)

Metodo di Jourawsky

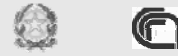
$$\tau_{max} = \frac{V_{Ed}}{I_w \cdot h^*} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}}$$

dove:

h^* è il braccio della coppia interna ovvero la distanza tra la risultante delle trazioni e compressioni (flessione associata)

CNR UNI 10011
DM 1996

Controllo
TA



$$\tau_{max} \leq \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}}$$

τ_{max}
è la massima tensione tangenziale

Tasso di lavoro

$$s - \frac{\tau_{max}}{\sigma_{adm}/\sqrt{3}} \leq 1$$

II.5a.4 Membrature soggette a torsione

II.5a.4 Membrature soggette a torsione: Verifica

Torsione primaria o di St. Venant

$T = T_1 + T_2$

Torsione secondaria o da warping

Verifiche di resistenza

Sezioni sottili aperte

$$\tau_{t,max,j} = \frac{T'_i \cdot t_i}{3 \cdot \sum_j h_j \cdot t_j^3}$$

dove:

h_i e t_i sono rispettivamente l'altezza e lo spessore del generico tratto che compone la sezione

Sezioni sottili chiuse
(formula di Bredt)

$$\tau_{t,max} = \frac{T'_i}{2 \cdot A \cdot t_{min}}$$

t_{min} è lo spessore minimo della sezione
 A è l'area sottesa dalla linea media

CNR UNI 10011
DM 1996

Controllo TA

$$\tau_{t,max} \leq \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

dove:
 f_d è la tensione di progetto pari:

- f_y / γ_{M0} allo SLU
- σ_{adm} alle T.A.

Controllo SLU
EN 1993-1-1

N.B. Sfruttando l'analogia idraulica (divergenza nulla del campo vettoriale delle τ) è possibile osservare che :

•Per le **sezioni aperte** (monoconnesse) le tensioni tangenziali da torsione primaria raggiungono il massimo valore in corrispondenza nella fibra estrema dell'elemento più spesso (ovvero rigido)

•Per le **sezioni chiuse** (biconnesse) lo stato tensionale massimo si raggiunge in corrispondenza dell'elemento più sottile

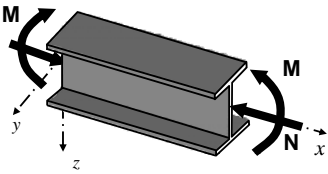
II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature soggette a sollecitazioni composte

- II.5a.5.1 Verifica elementi presso-inflessi M-N
- II.5a.5.2 Verifica travi soggette a flessione e taglio M-V
- II.5a.5.3 Analogie formali tra le verifiche M-N e M-V

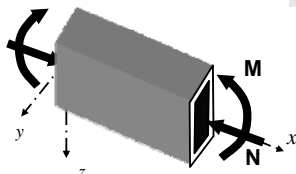


II.5a.5.1 Verifica elementi presso-inflessi M-N: Generalità

Profilati a doppio T

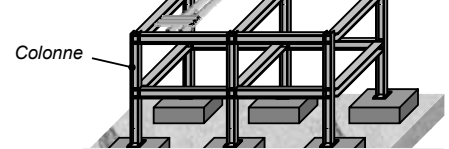


Tubolari



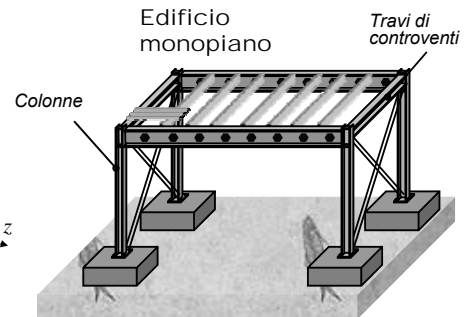
Esempi

Edificio intelaiato a nodi rigidi

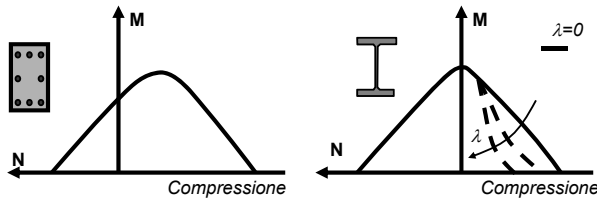


N.B. Nel caso di piccola eccentricità (inferiore all'imperfezione longitudinale e non necessariamente contenuto al nocciolo centrale) l'asta si considera soggetta a sola compressione (vedi par. II.3 e II.4)

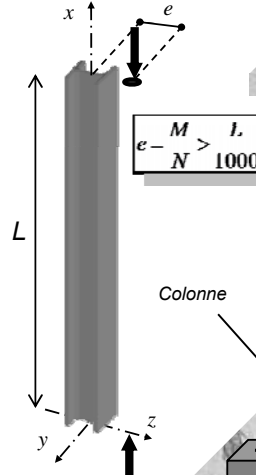
Edificio monopiano



Differenze di comportamento strutturale



1. Dominio simmetrico per $\lambda=0$ (isoresistente)
2. Dominio poco arrotondato verso l'asse delle ordinate (basso fattore di forma $\alpha \leq 1.14$)
3. Dominio in zona compressa degradato dai fenomeni di instabilità globali e/o locali (dominio convesso)



II.5a.5.1 Le aste presso-inflesse: Verifica agli SLU by EC3

Dominio di interazione N-M

N.B. Le ipotesi sono le stesse introdotte per il momento plastico (vedi par. II.1.3)

$m = M_{Ed}/M_{Rd}$ — Sez. rett
 ... Sez. doppio T Asse forte
 — Sez. doppio T Asse debole

$n = N_{Ed}/N_{Rd}$

Sezione rettangolare

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot [1 - n^2]$$

dove:
 $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ è pari al tasso di lavoro per solo sforzo normale (sforzo normale adimensionalizzato)
 $a = (A - 2b \cdot t_f)/A$ è il rapporto tra l'area dell'anima e l'area totale

Verifiche di resistenza

Sezioni plastica doppiamente simmetrica

Espressione generale

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \frac{W_{pl,cent}}{W_{pl}} \right]$$

$M_N = M_{pl} - M_{pl,cent}$

Sezioni a doppio T di classe 1-2

Inflessione intorno all'asse forte

$$M_{N,Rd} = \min \left(M_{pl,Rd} \cdot M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \frac{1-n}{1-0.5 \cdot \alpha} \right] \right)$$

Inflessione intorno all'asse debole

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \quad \text{Per } n \leq a$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{Per } n > a$$

EN 1993-1-1
Controllo SLU

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

$M_{N,Rd}$
Momento resistente ridotto per effetto dello sforzo normale

•Confrontando il momento plastico della sezione pressoinflessa M_N con il momento plastico per sola flessione semplice M_{pl} , si evince che il primo risulta ridotto per effetto della plasticizzazione della zona centrale

•Scaturisce da ciò che nelle sezioni a doppio T il momento resistente $M_{N,Rd}$ dipende dal rapporto tra l'area dell'anima $(A-2b \cdot t_f)$ che ne modifica la forma

$$S_d \leq R_d$$

R_d è il dominio d'interazione



II.5a.5.1 Le aste presso-inflesse: Verifica agli SLU by EC3

Dominio di interazione N-M

$m = M_{Ed}/M_{Rd}$ — Sez. rett
 ... Sez. doppio T Asse forte
 — Sez. doppio T Asse debole

$n = N_{Ed}/N_{Rd}$

Comp

N.B. Per sezioni di classe 3 si usa lo stesso la formula di Navier generalizzata per valutare

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Verifiche di resistenza

Sezioni di classe 1-2
Sez a doppio T asse forte

$$M_{N,Rd} = \min \left(M_{pl,Rd} \cdot M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \frac{1-n}{1-0.5 \cdot \alpha} \right] \right)$$

dove:
 $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ è pari al tasso di lavoro per solo sforzo normale (sforzo normale adimensionalizzato)
 $\alpha = (A - 2b \cdot t_f)/A$ è il rapporto tra l'area dell'anima e l'area totale

Sezioni di classe 3

EN 1993-1-1
Controllo SLU

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

$M_{N,Rd}$
Momento resistente ridotto per effetto dello sforzo normale

N.B. Per le espressioni dei coefficienti di interazione k_{ij} vedi l'appendice A e B della EN 1993-1-1.
In prima approssimazione per profili a doppio T ad ali larghe:
 $k_{ij} \approx 1.5$ ed $\chi_{LT} \approx 1$

$$S_d \subseteq R_d$$

R_d è il dominio d'interazione

Sezioni di classe 1-2-3

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

dove:
 χ_y e χ_z sono i coeff di riduzione per instabilità flessionale (vedi aste comp)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

χ_{LT} è coeff di riduzione per instabilità flessionotors

Verifiche di stabilità

Asse forte y-y

Asse debole z-z



III.5a.5.1 Le aste presso-inflesse: Verifica alle TA

Verifiche di resistenza

Sez. doppiamente simmetrica

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{adm}$$

dove:
 M ed N sono rispettivamente sforzo normale e momento flettente agente nella sezione considerata
 W_y e W_z sono il modulo di resistenza elastici della sezione valutati rispettivamente rispetto ad y e z

Verifiche di stabilità

dove:
 M_{eq} è il momento equivalente
 N_{cri} è lo sforzo normale critico di Eulero per inflessione intorno all'asse (i-i)
 ν è un coefficiente di sicurezza posto pari a 1.5 per condizioni di carico di tipo I e 1.33 per condizioni di carico di tipo II

CNR UNI 10011
DM 1996
Controllo TA

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

σ_{max}
è massima tensione normale presente nella membratura

σ_{adm}
è la tensione ammissibile

Formula di Navier generalizzata

$$\sigma(z) = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{M_z}{I_z} \cdot y$$

N.B. Tale verifica si utilizza nel caso di aste tozze

Verifiche di resistenza

Sez. Simmetrica sollecitata secondo l'asse forte (i=y)

$$\sigma_{max} = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W_i \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{cri}} \right)} \leq \sigma_{adm}$$

Asse forte y-y

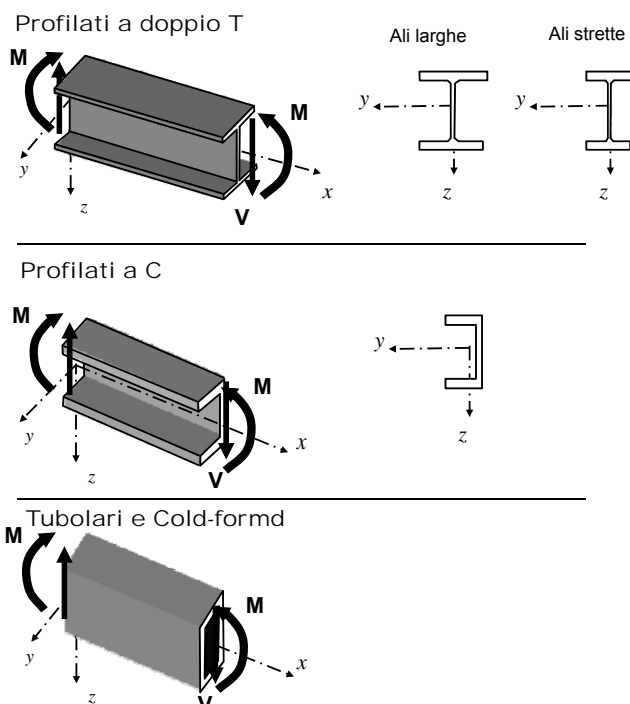


II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature soggette a sollecitazioni composte

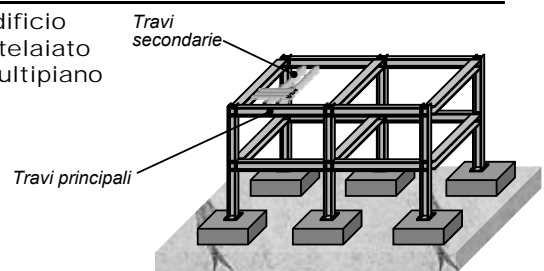
- II.5a.5.1 Verifica elementi presso-inflessi M-N
- II.5a.5.2 Verifica travi soggette a flessione e taglio M-V
- II.5a.5.3 Analogie formali tra le verifiche M-N e M-V



II.2.8.2 Verifica elementi inflessi V-M: Generalità

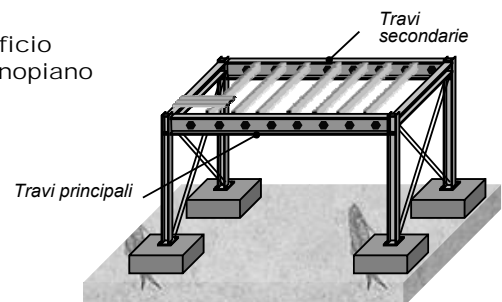


Edificio intelaiato multipiano



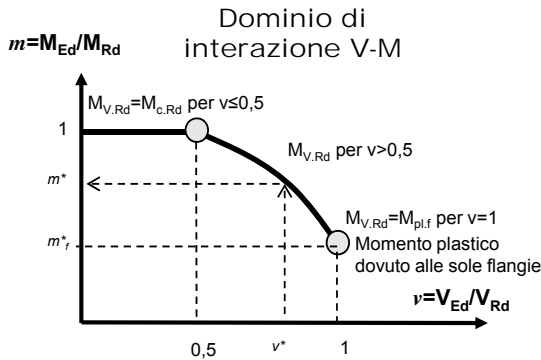
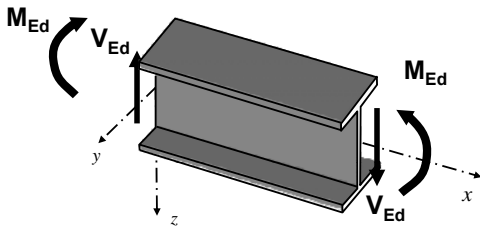
N.B. In zona sismica l'accoppiamento tra taglio e flessione (V-M) risulta sensibile nelle zone di estremità delle travi

Edificio monopiano





II.2.8.2 Verifica elementi inflessi V-M: Verifica agli SLU by EC3



Modello di resistenza

Sezioni di classe 1-2

Sez a doppio T inflesse secondo l'asse forte

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

dove: $f_{y,red,w} = f_y \cdot (\rho - 1)$

$W_{pl,y}$ è il modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte

A_w è l'area dell'anima ($t_w \cdot h_w$)

ρ è il coefficiente di riduzione del momento resistente per l'interazione con lo sforzo di taglio definito nell'intervallo $0.5 < v \leq 1$

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

EN 1993-1-1

Controllo SLU



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

$M_{V,Rd}$
Momento resistente ridotto per effetto del taglio

per $V_{Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$

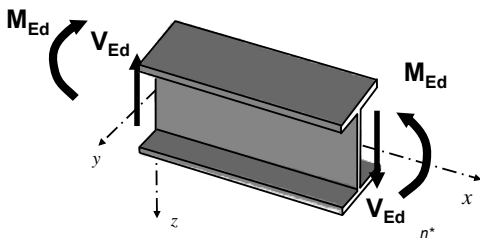
$M_{V,Rd} = M_{c,Rd}$

Momento resistente

per $V_{Ed} \leq 50\% V_{pl,Rd}$



II.2.8.2 Verifica elementi inflessi V-M: Verifica alle T.A

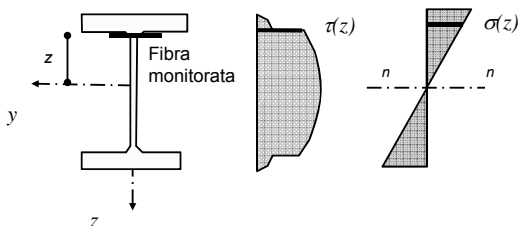


Formula di Jourawsky

$$\tau_x(z) = \frac{V_{Ed} \cdot S_y(z)}{t \cdot I_y}$$

Formula di Navier

$$\sigma(z) = \frac{M}{I_y} \cdot z$$



Modello di resistenza

Tensione ideale di Von Mises nelle travi (stato piano di tensione)

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_x^2} \leq \sigma_{adm}$$

dove:

σ_x è la tensione normale agente in corrispondenza della fibra considerata

τ_x è la tensione tangenziale risultante ($\tau_{x,z}$ e $\tau_{x,y}$) agente in corrispondenza della fibra considerata sulla faccia di normale x (sezione trasversale)

CNR UNI 10011
DM 1996

Controllo TA



$$\sigma_{id} \leq \sigma_{adm}$$

σ_{max}
è la tensione ideale valutata attraverso il criterio di Von Mises

σ_{adm}
è la tensione ammissibile



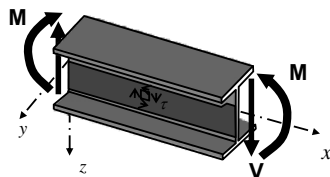
II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature soggette a sollecitazioni composte

- II.5a.5.1 Verifica elementi presso-inflessi M-N
- II.5a.5.2 Verifica travi soggette a flessione e taglio M-V
- II.5a.5.3 Analogie formali tra le verifiche M-N e M-V

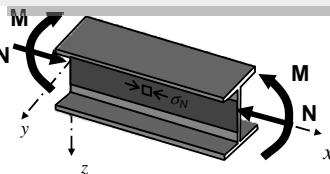


II.5a.5.3 Analogie formali tra le verifiche M-N e M-V

Flessione e taglio
(Classe 1-2) asse forte

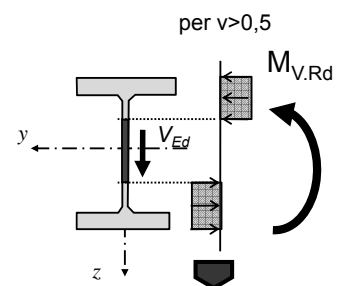
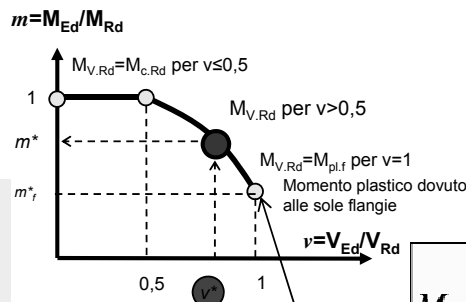


N.B. Entrambe i **momenti ridotti per interazione** con lo sforzo di taglio (M_{VRd}) e sforzo normale (M_{NRd}) sono ottenuti riducendo il momento plastico per pura flessione ($M_{pl,Rd}$) a seguito della parziale plasticizzazione dell'anima (zona centrale) a cui è affidata rispettivamente V_{Ed} (rottura per taglio) e N_{Ed} (rottura per sforzo normale)

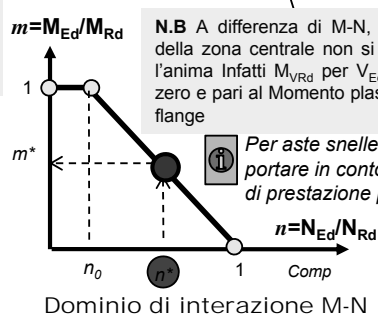


Flessione e sforzo normale
(Classe 1-2) asse forte

Domínio di interazione V-M



per $v > 0,5$

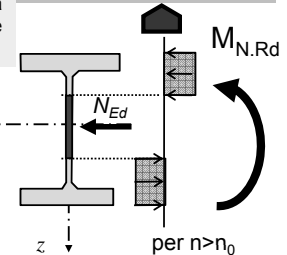


Domínio di interazione M-N

$$M_{N-V,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \frac{W_{pl, cen}}{W_{pl}} \right]$$

N.B A differenza di M-N, la rottura per taglio della zona centrale non si può estendere oltre l'anima Infatti M_{VRd} per $V_{Ed} = V_{pl,Rd}$ è diverso da zero e pari al Momento plastico dovuto alle sole flange

Per aste snelle occorre portare in conto la riduzione di prestazione per instabilità



per $n > n_0$



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI L'AQUILA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso in:



Resp. Scientifico: Prof. Raffaele Landolfo
Coordinamento: Prof. Dante Galeota

Con il contributo di:



Modulo II Teoria delle strutture in acciaio

Sommario

II.5a) Verifiche sulla capacità portante (SLU)

- II.5a.1 Generalità
- II.5a.2 Membrature soggette a flessione semplice
- II.5a.3 Membrature soggette a puro taglio
- II.5a.4 Membrature soggette a pura torsione
- II.5a.5 Cenni sul calcolo delle membrature soggette a sollecitazioni composte

● II.5b) Verifiche in esercizio (SLE)

- II.5b.1 Generalità
- II.5b.2 Verifica dello stato di spostamento
- II.5b.3 Verifica dello stato di vibrazione

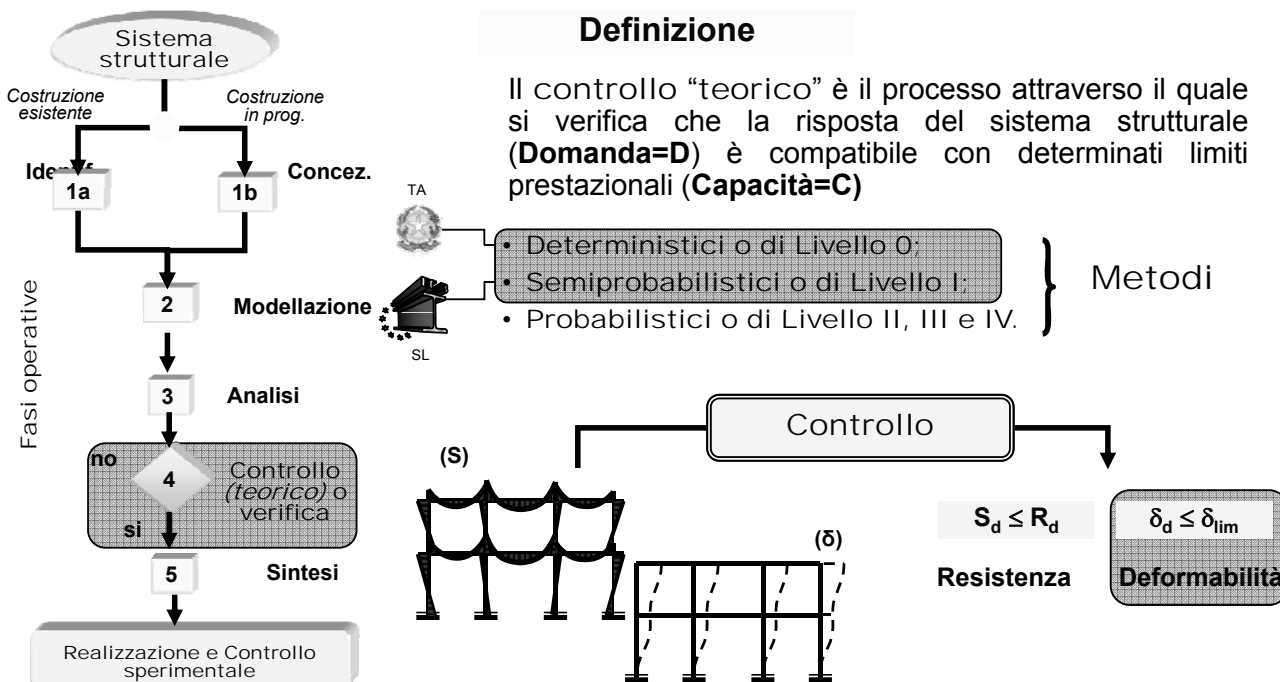
Docente: ing. Gianmaria Di Lorenzo
 Resp. scientifico: prof. Raffaele Landolfo
 Coordinamento: prof. Dante Galeota



Corso in progettare con l'acciaio in zona sismica
Modulo II: Teoria delle strutture in acciaio



II.5b.1 Generalità





II.5b.2 Verifica dello stato di spostamento

- II.5b.2.1 Spostamenti Verticali
- II.5b.2.2 Spostamenti Laterali



II.5b.2.1 Verifica dello stato di spostamento: verticali

$$F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione rara
(95% di non superamento in 50 anni)

Ad es.
 $F_{dSLE} = 1.0 G_k + 1.0 Q_{ek}$

EN1990
Annex1-4

DM
14/01/2008

$G_k = G_{1k} + G_{2k}$

$\delta_i = \delta_{MEd} + \delta_{VEd}$ (deformazioni flessionali e taglianti)

Negli edifici occorre limitare lo spostamento verticale (freccia) negli impalcati: danneggiamento pavimentazioni e tramezzi (effetti irreversibili)

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \leq \delta_{lim}$$

δ_{max} lo spostamento massimo (freccia netta) riferito alla retta congiungente due sezioni consecutive di momento flettente nullo

δ_1 lo spostamento dovuto ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione degli stessi;

δ_2 la variazione dello spostamento dovuta ai carichi variabili e ad eventuali variazioni nel tempo di quelli prodotti dai carichi permanenti.

N.B. Le NTC08 assimilano L alla luce totale della trave, rispetto a cui calcolare δ_{ot} ovvero δ_{max}

N.B. Per gli sbalzi si considera 2L per la valutazione di δ_{lim}

Tipologia	Freccie Limiti δ_{lim}
Coperture in generale	L/200
Coperture praticabili	L/250
Solaio in generale	L/250
Solai che sup. colonne	L/400
Elementi con rivestimenti fragili	L/1000- L/2000

II.5b.2 Verifica dello stato di spostamento

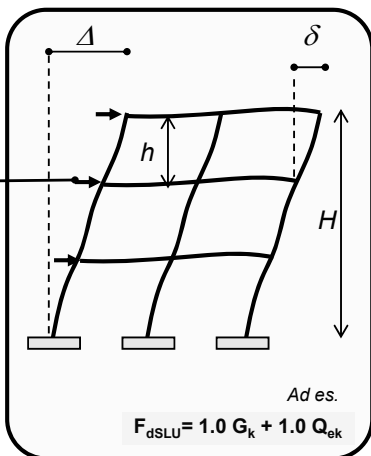
II.5b.2.1 Spostamenti Verticali

● II.5b.2.2 Spostamenti Laterali

II.5b.2.2 Verifica dello stato di spostamento: laterali

$$F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

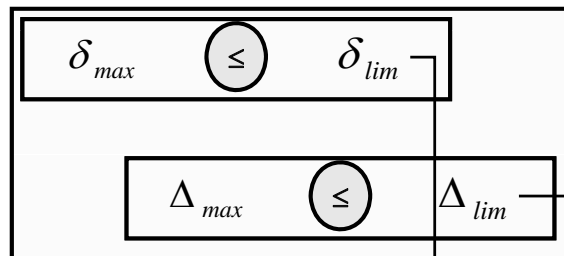
Combinazione rara
 (95% di non superamento in 50 anni)



EN1990
 Annex1-4

DM
 14/01/2008
 $G_k = G_{1k} + G_{2k}$

Negli edifici occorre inoltre limitare lo spostamento laterale prodotto da azioni orizzontali: danneggiamento tamponature e rivestimenti (effetto irreversibile)



Stato limite di danneggiamento SLD

Tipologia	Spostamento limite di interpiano (drift) δ_i	Spostamento orizzontale globale limite Δ_{max}
Edificio monopiano	-	H/300
Edificio multipiano	h/300	H/500



II.5b.3 Verifica dello stato di vibrazione



II.5b.3 Verifica dello stato di vibrazione

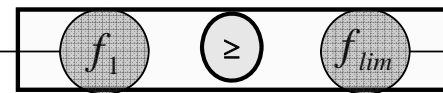
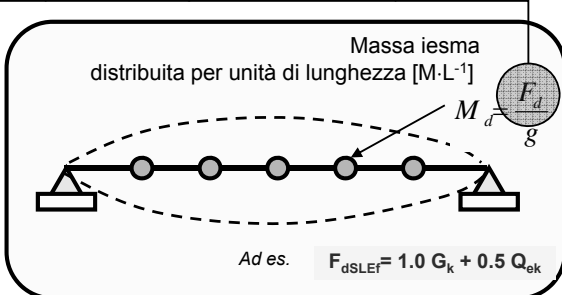
$$F_d = G_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione Frequente
(90% di non superamento in 50 anni)



14/01/2008
 $G_k = G_{1k} + G_{2k}$

Negli edifici occorre inoltre limitare eccessive vibrazioni verificando che la frequenza fondamentale del sistema strutturale (f_1 o f_0), (frequenza più bassa) sia superiore ad assegnati valori limite (f_{lim}): limitare il disagio degli utenti (effetti reversibili)



Per travi:
app.- app. $k=1.57$
Inc.-inc. $k=3.56$

$$f_0 \approx k \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{M_d \cdot L^4}} \approx \frac{18}{\sqrt{\delta_1 + \delta_2}}$$

Lo spostamento a limite di vibrazione per solai:
3Hz $\rightarrow \delta \leq 30$ mm
5Hz $\rightarrow \delta \leq 10$ mm

N.B.

- La **massa** è valutata in kg_m o t_m ($1t_m=10^3 kg_m$) ed è ottenuta dividendo il peso associato, valutato in N o kN, per l'accelerazione di gravità $g_0=9.81 m \cdot s^{-2}$ [M]=[F]/([L]·[T]⁻²)
- La **frequenza** si misura in Herz (Hz) ed essendo l'inverso del periodo di vibrazione ($1Hz=s^{-1}$), rappresenta il numero di oscillazioni (cicli) che il sistema compie nell'unità di tempo (sec)
- Nell'utilizzo della espressione su riportata conviene adottare le seguenti **unità di misura**: E (Mpa), I (mm^4), M_d in (t/mm), L in (mm)

Tipologia	Frequenze Limiti f_{lim}
Solai ad uso residenziale	3 Hz
Solai di palestre o di supporto per impianti o macchine vibranti, scale	5 Hz



Bibliografia



Bibliografia essenziale:

- **Dispense del corso**
- **G. Ballio, C. Bernuzzi**, "Progettare costruzioni in acciaio", Hoepli, 2004
- **A. Castagnone, D. Leone**, "Eurocodice 3: Utilizzo pratico progettazione delle strutture in acciaio", Sistemi editoriali Se, 2007
- **C. Bernuzzi, F.M. Mazzolani**, "Edifici in Acciaio: Materiale, Calcolo e progetto secondo l'Eurocodice EN-1993-1-1", Hoepli, 2007

Testi consigliati:

- AA.VV. "La concezione strutturale nel progetto di architettura", Editrice Compositori, 2002
- G. Ballio, F.M. Mazzolani, "Strutture in acciaio", Hoepli, 1987
- N. Scibilia, "Progetto di Strutture in Acciaio", Dario Flaccovio Editore, 2005.



Finelli