



10 Maggio 2012 - Giornata studio
La progettazione secondo il D.M. 14/01/2008
“Norme tecniche per le costruzioni”



STRUTTURE IN ACCIAIO

PROF. ING. NUNZIO SCIBILIA - UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PALERMO
ING. SIMONA GIANCONTIERI
ING. ANTONELLA RUNFOLA
GEOM. GIUSEPPE DI CARLO

Acciai per strutture metalliche e per strutture composte

11.3.4.1

D.M. 2008

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Gli acciai sono caratterizzati da quattro parametri:

1) Tensione di rottura a trazione:

$$f_t$$

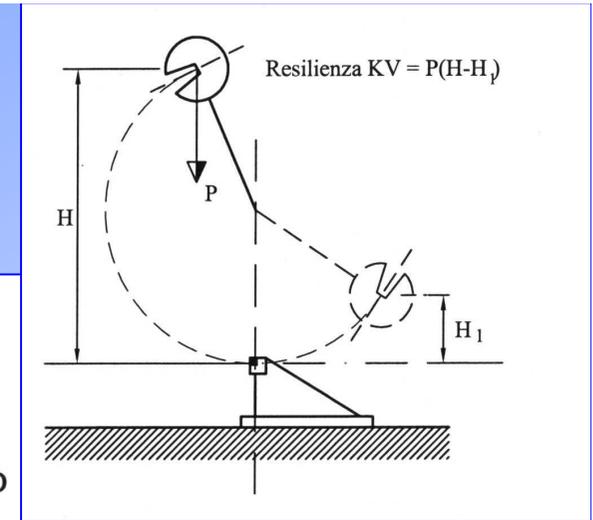
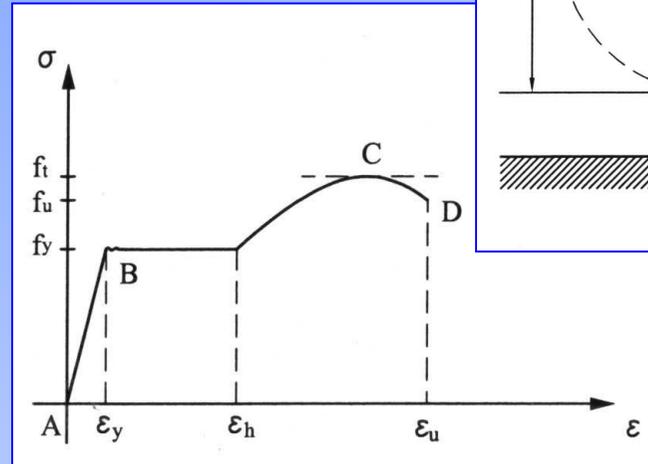
2) Tensione di snervamento:

$$f_y$$

3) Resilienza

4) Allungamento percentuale a rottura

A parte la resilienza, che si ricava da una prova su una barretta intagliata, con intaglio a forma di V, eseguita mediante il pendolo di Charpy, gli altri tre parametri sono ricavati da una prova a trazione.



Le prove di resilienza servono a valutare la *tenacità* dei metalli e specialmente per giudicare come questa venga modificata dai trattamenti termici.

Le EN 10210 e 10219 individuano gli acciai per impieghi strutturali con la lettera maiuscola S seguita da un numero che rappresenta la tensione di snervamento in MPa.

Per individuare la resilienza si adottano le seguenti sigle:

JR per acciai con resilienza KV di 27 J a +20°C (grado B delle precedenti norme);

JO per acciai con resilienza KV di 27 J a 0°C (grado C delle precedenti norme);

J2 per acciai con resilienza KV di 27 J a -20°C (grado D delle precedenti norme).

Le suddette norme per i profili cavi aggiungono la lettera maiuscola H. Pertanto alla sigla S235 JOH corrispondeva un acciaio Fe 360 C a sezione chiusa.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è definita mediante l'espressione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

dove f_{yk} è il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato, γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato. I valori del coefficiente γ_M sono riportati nella tabella 4.2.V del D.M. 2008.

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e pressoinflessi si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1}

Simbolo principale
S = acciai da costruzione

Caratteristiche meccaniche:

Carico di snervamento minimo in MPa

Indicazione relativa alla energia di resilienza:

J = energia min. 27 J

K = energia min. 40 J

Indicazione relativa alla resilienza
(temperatura di prova)

R = temperatura di prova +20°C

0 = temperatura di prova 0°C

2 = temperatura di prova -20°C

4 = temperatura di prova -40°C

S 355 J 0 + (C) + M

Simbolo relativo al
particolare impiego
strutturale

Condizioni fornitura:

+AR = grezzo di laminazione (As Rolled)

+N = laminazione Normalizzata

+M = laminazione TermoMeccanica

+Q = acciaio ad alto limite di snervamento bonificato

+W = acciaio con resistenza migliorata
alla corrosione atmosferica

**Prodotti laminati a caldo di
acciai per impieghi strutturali**

Simbolo principale
S = acciai da costruzione

Caratteristiche meccaniche:

snervamento minimo in MPa

Indicazione relativa alla energia di resilienza:

J = energia min. 27 J

K = energia min. 40 J

R = temperatura di prova +20°C

0 = temperatura di prova 0°C

2 = temperatura di prova -20°C

L = temperatura di prova -50°C

H = lettera indicante acciaio per profili cavi

N = lettera indicante lo stato dell'acciaio base

S 275 J R H

S 460 N L H

Caratteristiche meccaniche degli acciai per profili cavi formati a caldo da acciaio laminato a caldo non legato

Laminati a caldo con profili a sezione aperta

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

Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

4.2.2.1 Stati limite

D.M. 2008

stati limite ultimi:

- stato limite di equilibrio,
- stato limite di collasso,
- stato limite di fatica,

stati limite di esercizio:

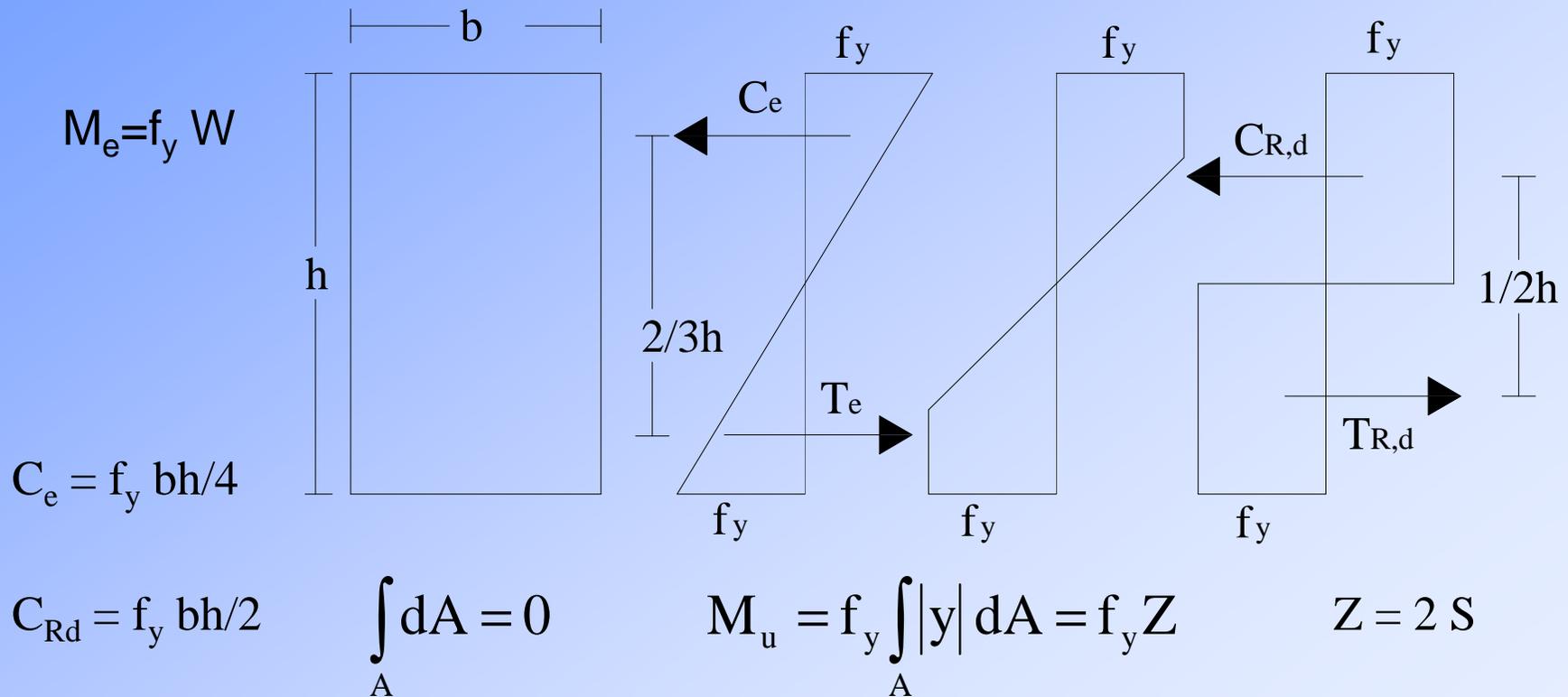
- stati limite di deformazione e/o spostamento,
- stato limite di vibrazione,
- stato limite di plasticizzazioni locali
- stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito

- **robustezza**

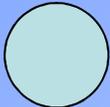
Verifica delle aste inflesse

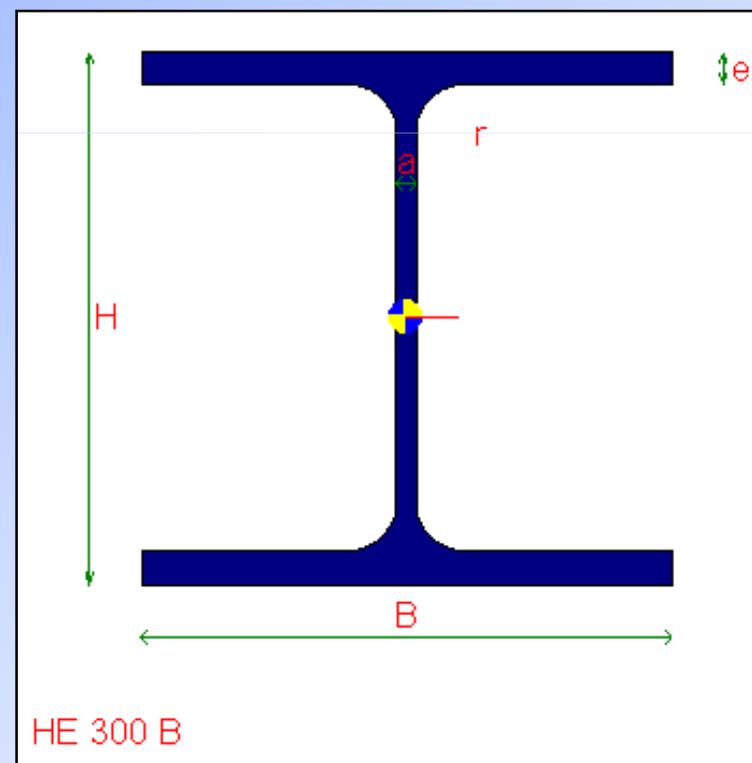
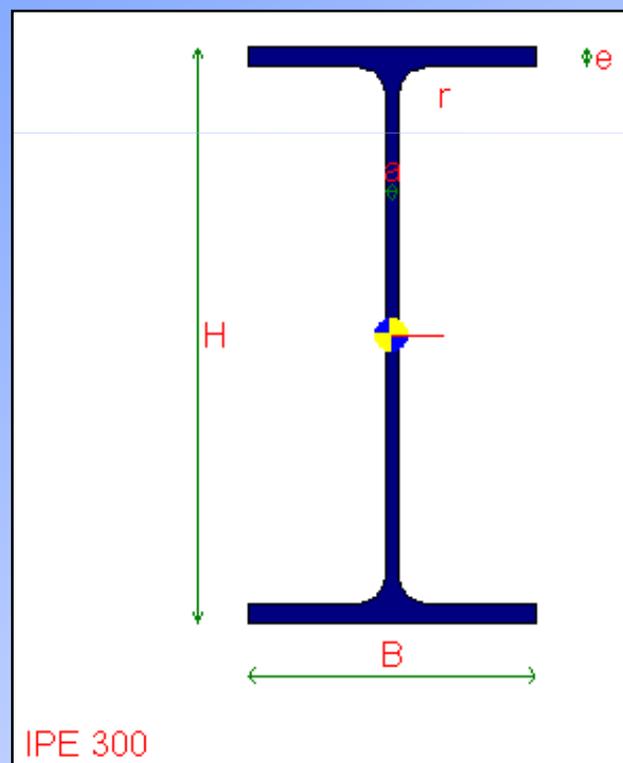
Principio di conservazione delle sezioni piane

Legame costitutivo $\sigma - \varepsilon$ dell'acciaio elastico perfettamente plastico, le equazioni di equilibrio delle tensioni alla traslazione ed alla rotazione allo stato limite ultimo si scrivono:



Rapporto Z/W

Sezione				IPE	HE
Z/W	1.5	1.7	1.27	1.14	1.20



4.2.3.1 Classificazione delle sezioni

D.M. 2008

Capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- classe 1* Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$
- classe 2* sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$
- classe 3* la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4* quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale *sezione efficace*.

Massimi rapporti larghezza spessore per parti comprese

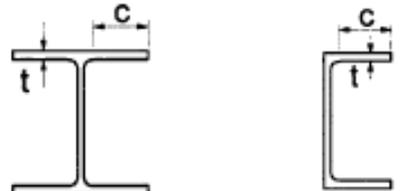
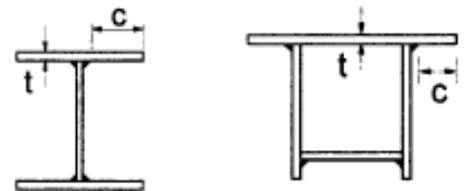
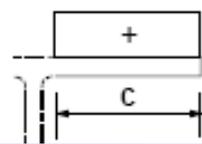
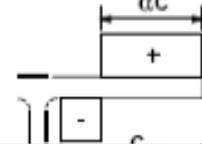
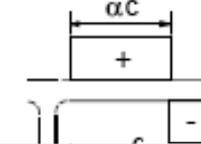
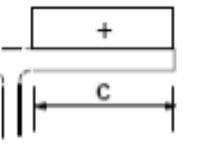
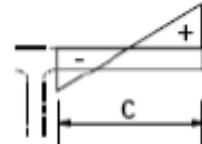
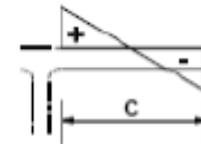
D.M.2008
TAB.4.2.I

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

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$			
			quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$			
			quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$			
			quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62e(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

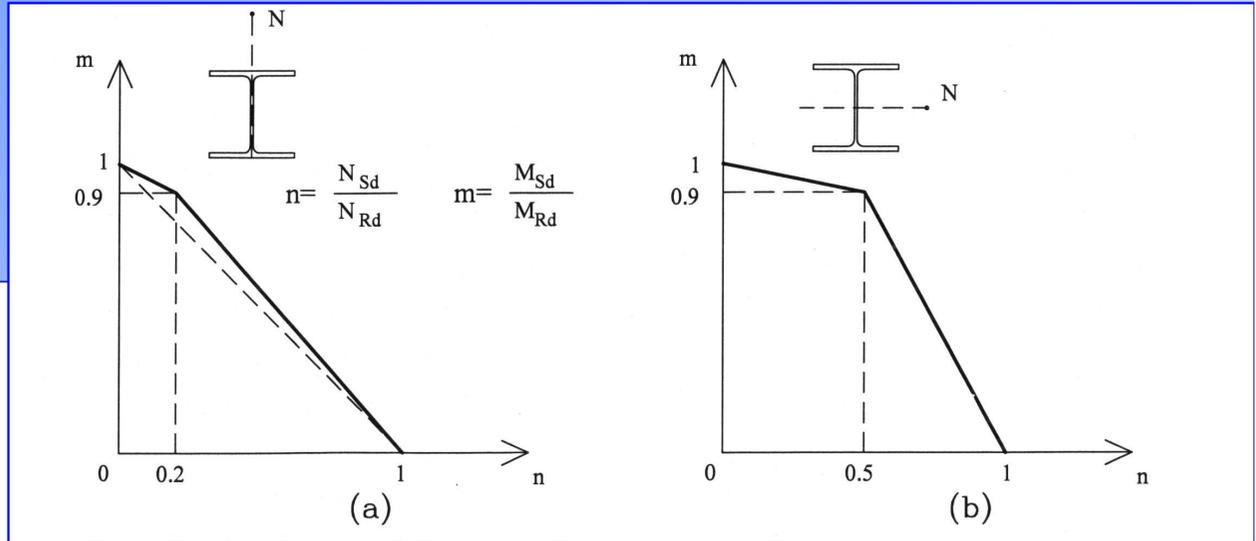
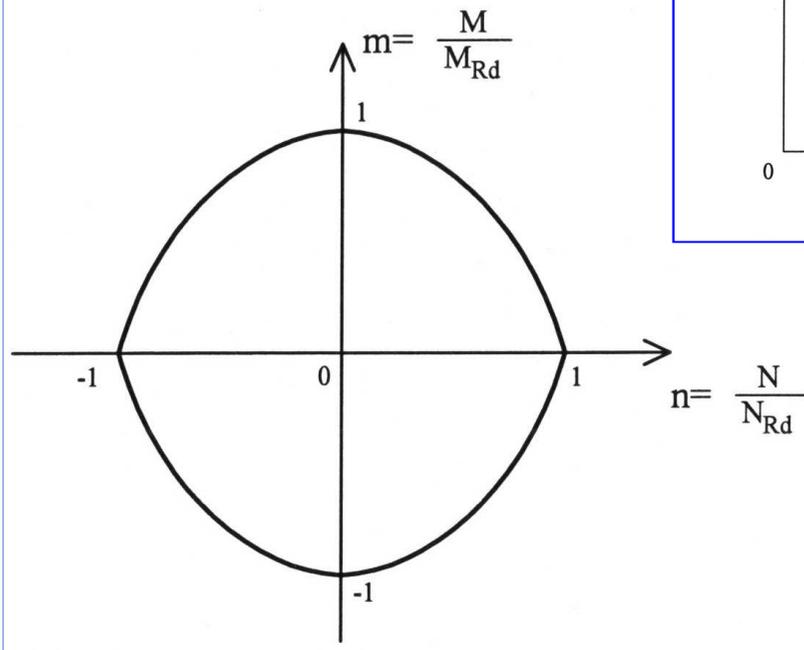
Massimi
rapporti
larghezza
spessore per
parti
comprese

D.M.2008
TAB.4.2.II

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

Sollecitazioni composte - domini di resistenza

Pressoflessione retta



Dominio di resistenza delle sezioni rettangolari

$$m = 1 - n^2$$

Sollecitazioni composte - domini di resistenza

Pressoflessione

Nelle sezioni tubolari se lo sforzo normale non supera il 15% solo M

sezioni circolari cave: $m = 1 - n^{1.7}$

sezioni quadrate cave: $m = 1 - n^{1.5}$

sezioni rettangolari con
altezza h e larghezza b:

$$\begin{array}{ll} m = 1 - n^2 & \text{per } h > 2 b \\ m = 1 - n^{1.5} & \text{per } 0.5 b \leq h \leq 2 b \\ m = 1 - n^{1.2} & \text{per } h < 0.5 b \end{array}$$

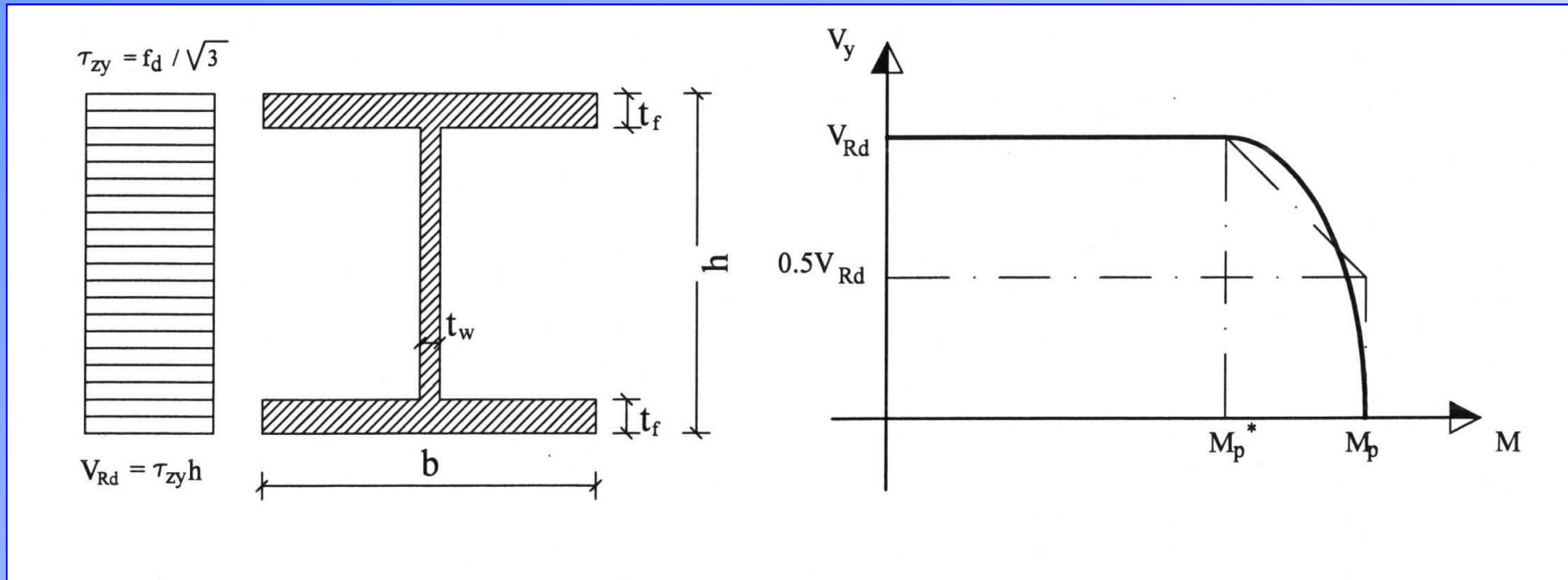
Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N.y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N.z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

con $n \geq 0,2$ essendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$. Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N.y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N.z,Rd}} \right) \leq 1$$



Dominio di interazione momento-taglio (M-V) della sezione ad H in flessa nel piano dell'anima

Progetto di edifici multipiano

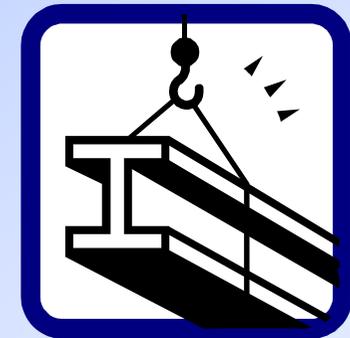
In presenza di particolari condizioni le strutture in acciaio possono risultare più vantaggiose rispetto a quelle in c.a..

Ciò si verifica:

- all'aumentare del numero di piani;
- in presenza di cattivi terreni di fondazioni;
- per esigenze architettoniche o di rapidità esecutiva;
- in presenza di azioni sismiche.

I due elementi che condizionano il comportamento strutturale sono:

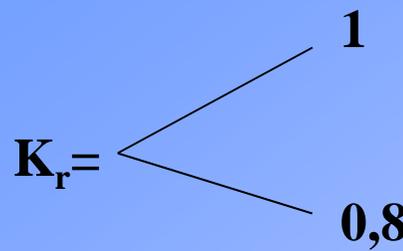
- a) la trasmissione di carichi verticali in fondazione;*
- b) la resistenza alle forze orizzontali sismiche e del vento.*



Edifici antisismici: DISSIPATIVI E NON DISSIPATIVI

Strutture antisismiche **dissipative**:

Analisi lineare  fattore di struttura $q=q_0 K_r$

$K_r =$  **1** per strutture regolari in altezza
0,8 per strutture non regolari in altezza

q_0 dipende dalla classe di duttilità e dalla tipologia

- Classe di duttilità bassa CD" B "
- Classe di duttilità alta CD" A "

q_0	CD"B"	CD"A"
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva Controventi concentrici a V	4 2	4 2.5
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

7.5.2.2 - Fattori di struttura – D.M. 14/01/2008

Edifici a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1=1.1$
Edifici a telaio a più piani con una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1=1.2$
Edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1=1.3$
Edifici con controventi eccentrici	$\alpha_u/\alpha_1=1.2$
Edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	$\alpha_u/\alpha_1=1.0$

Regole di progetto specifiche per strutture sismiche intelaiate D.M. 2008 7.5.4

Nelle travi si prescrive che lo sforzo normale sia $\leq 15\%$ ed il taglio $\leq 50\%$.

Le colonne devono essere verificate a pressoflessione deviata. Le sollecitazioni di progetto vengono definite sovrapponendo alle sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche, quelle sismiche amplificate di un fattore di sovraresistenza $1.1\Omega\gamma_{Rd}$ ove γ_{Rd} è funzione della tensione di snervamento e Ω è il minimo valore del rapporto tra il momento plastico ed il momento flettente di progetto della i-esima trave in condizioni sismiche.

$$N_{c,Ed} = N_{c,Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd}\Omega \cdot N_{c,Ed,E} \quad M_{c,Ed} = M_{c,Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd}\Omega \cdot M_{c,Ed,E}$$

per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo si deve assicurare per ogni nodo trave-colonna del telaio che:

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

1.3 CD "A" 1.1 CD "B"

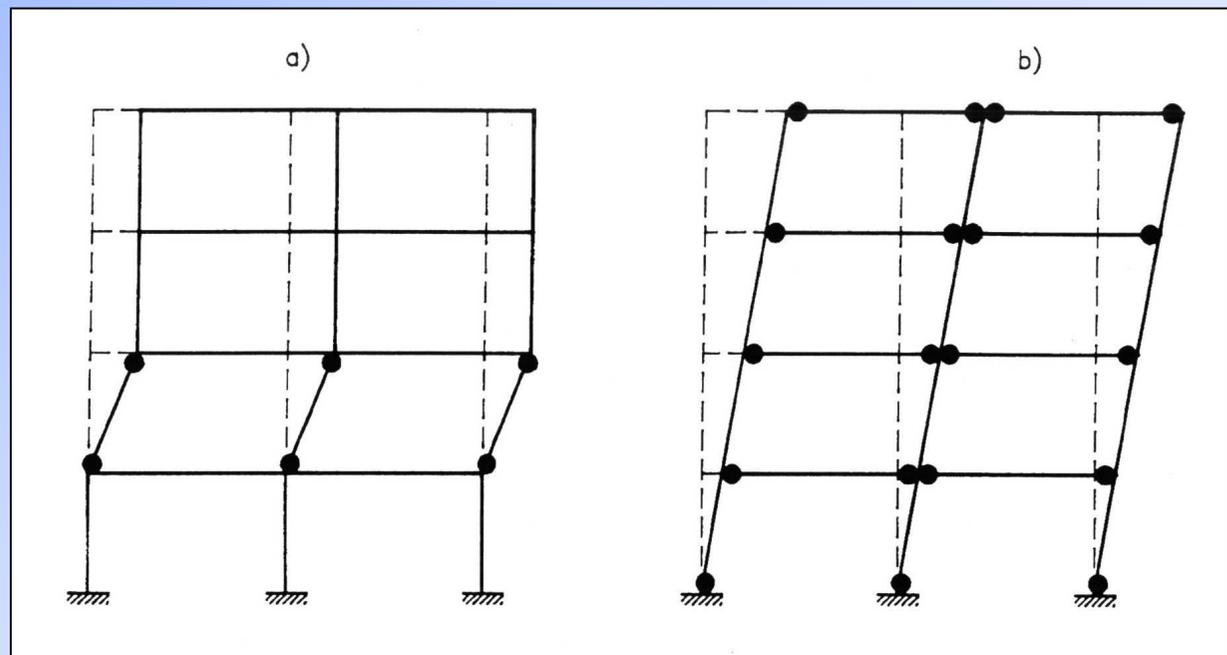
Telai spaziali a nodi rigidi

I sistemi intelaiati spaziali a nodi rigidi (MRF) svolgono contemporaneamente entrambe le funzioni di sopportare i carichi verticali e di resistere alle forze orizzontali sismiche e del vento.

A causa degli elevati valori del fattore di struttura e del periodo fondamentale di vibrazione (T è uguale a circa $0.1 N$, con N numero dei piani dell'edificio), sono soggetti ad azioni sismiche notevolmente ridotte rispetto ad altre tipologie; tuttavia è necessario controllarne la deformabilità ed adottare quei provvedimenti costruttivi necessari per assicurare lo sviluppo di meccanismi con elevata dissipazione plastica. Al fine di assicurare un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formano all'estremità delle travi e non delle colonne come evidenziato nella figura

Meccanismi di
dissipazione plastica dei
telai

- a) piano soffice
- b) meccanismo globale
con travi deboli e
pilastri forti



I nodi trave-colonna costituiscono gli elementi progettuali ed esecutivi più delicati

- 1) saldatura di testa delle ali e con cordoni d'angolo dell'anima;
- 2) bullonatura dell'anima a piastra coprighiunto e saldatura di testa delle ali;
- 3) bullonatura dell'anima e saldatura delle ali a piastre coprighiunto con cordoni d'angolo;
- 4) bullonatura dell'anima e delle ali a flange.

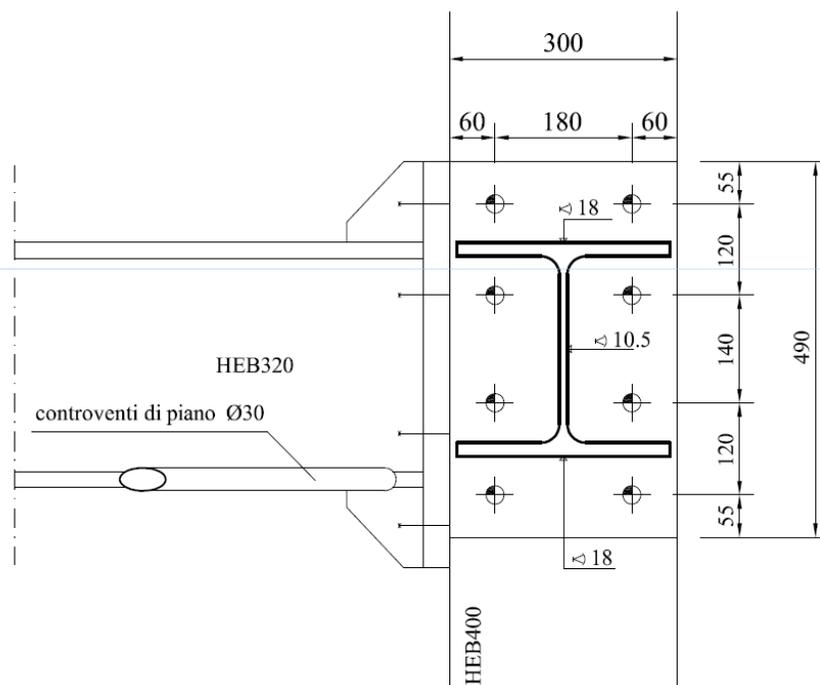
Il momento resistente del collegamento $M_{j,Rd}$ deve:

$$M_{j,Rd} \geq 1.1 \gamma_{Rd} M_{b,pl,Rd}$$

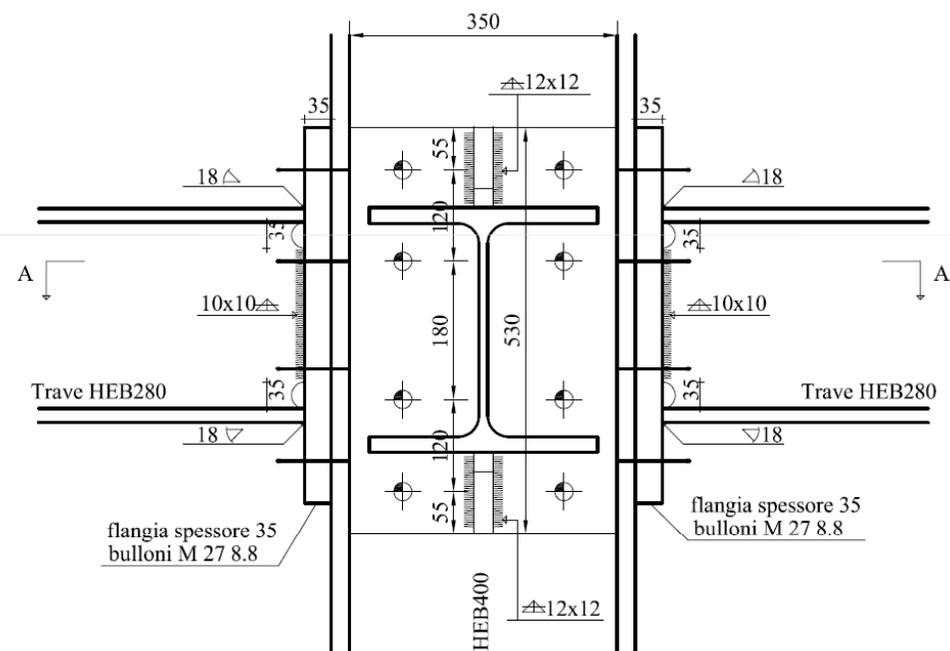
Collegamenti trave-colonna progettati nel rispetto dell'Ordinanza 3274 – Ospedale di Enna

Colonna HEB 400 Travi HEB280 e HEB 320

Bulloni 8.8



Sezione C-C

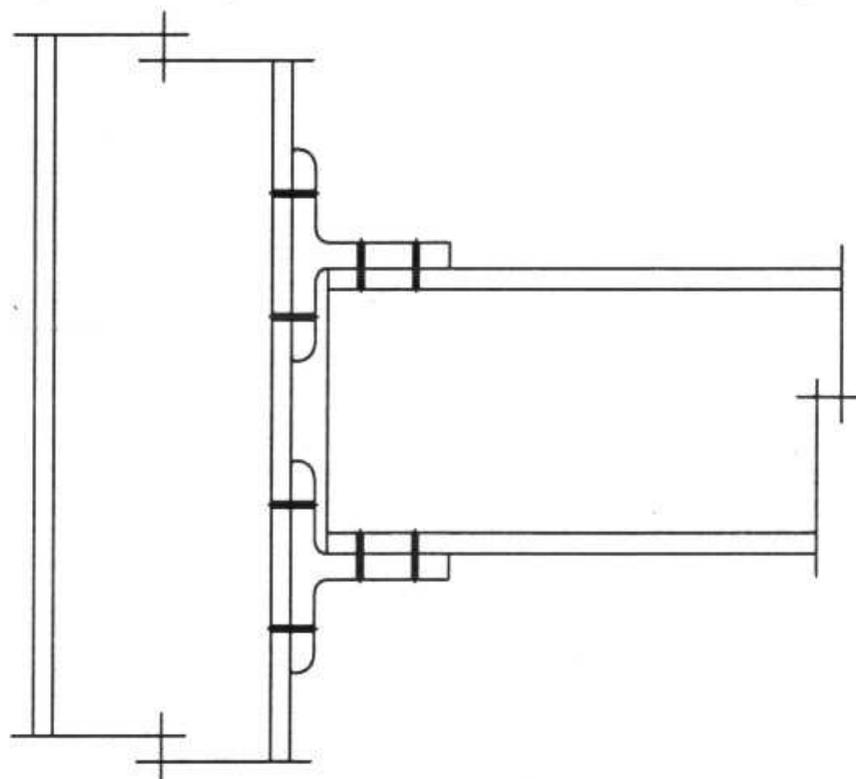


Sezione D-D

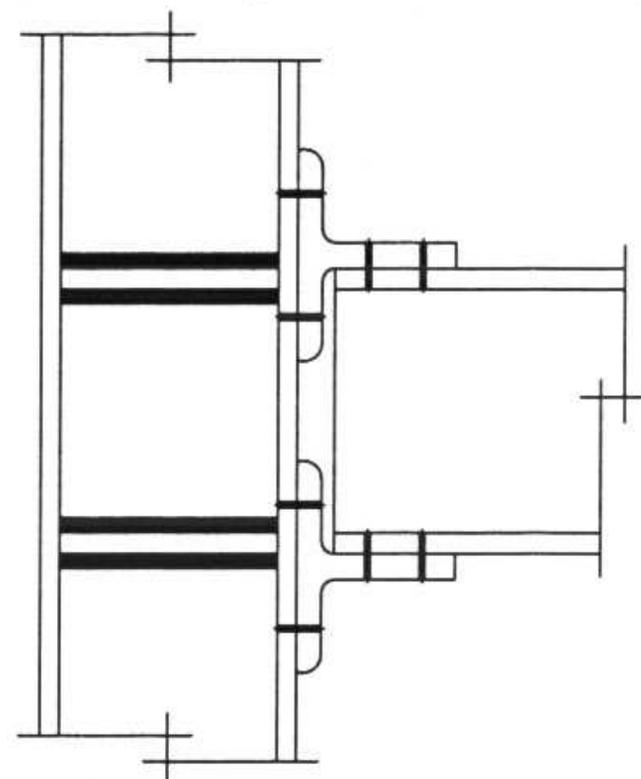
Altri collegamenti bullonati:

- con profili a T

d) Collegamento bullonato con profili a T (bolted top and bottom T)

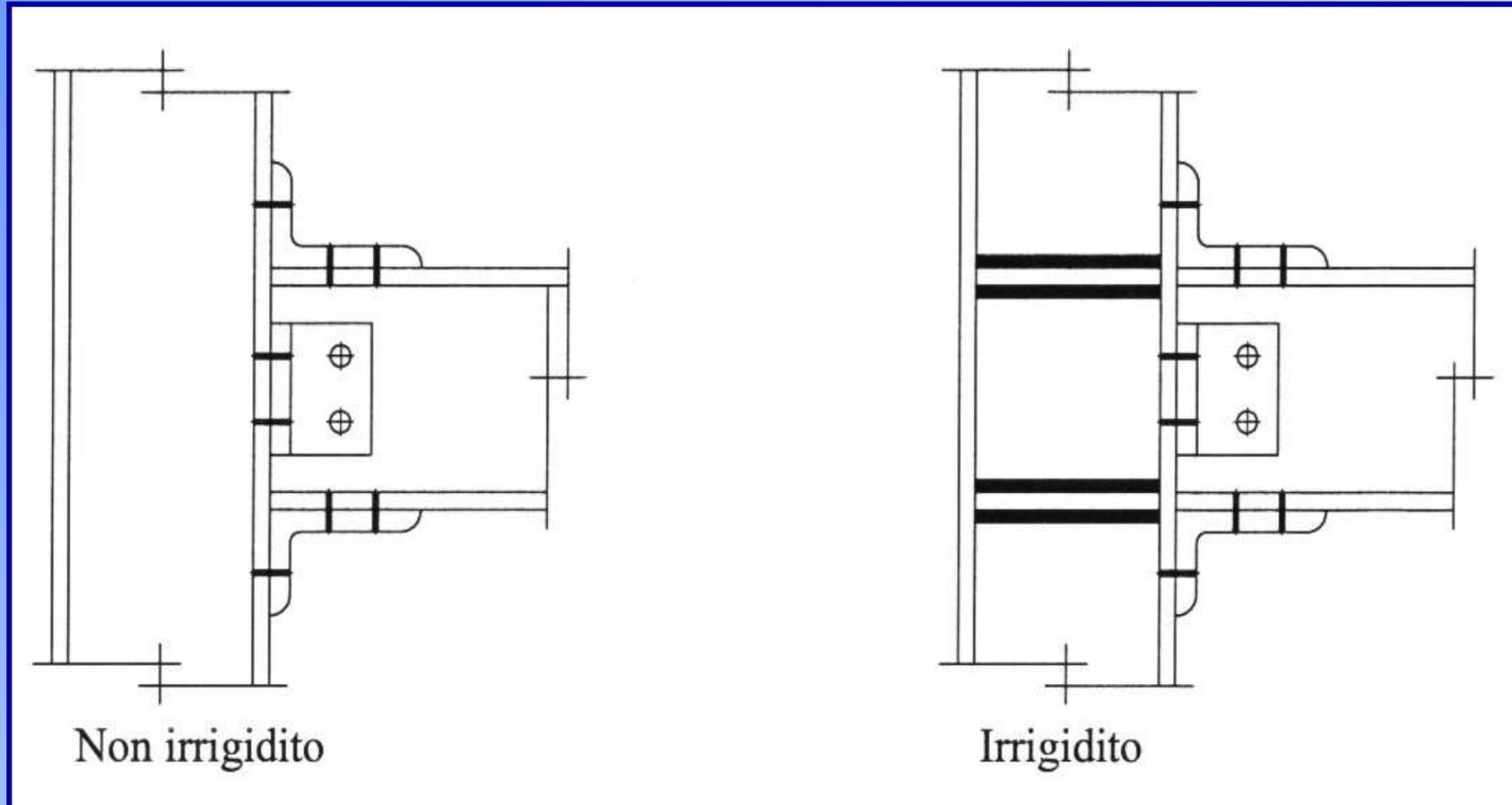


Non irrigidito



Irrigidito

Collegamenti bullonati con profili a L

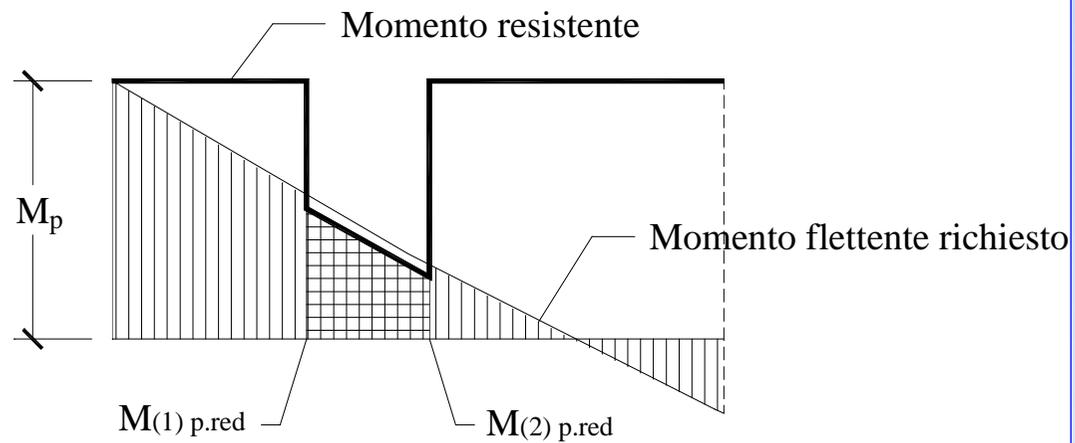
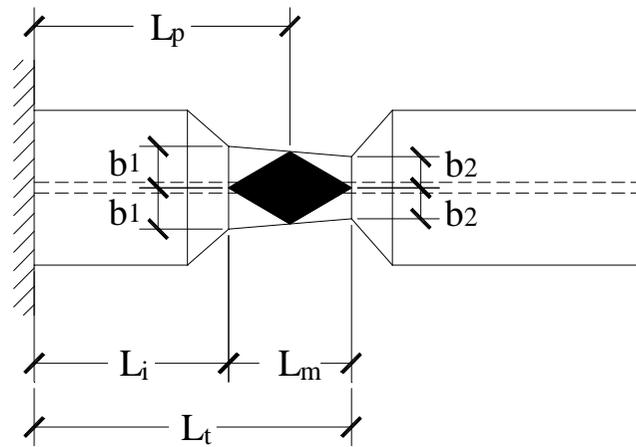


**Collegamento bullonato con angolari d'ala e d'anima
(bolted top and bottom and web angles)**

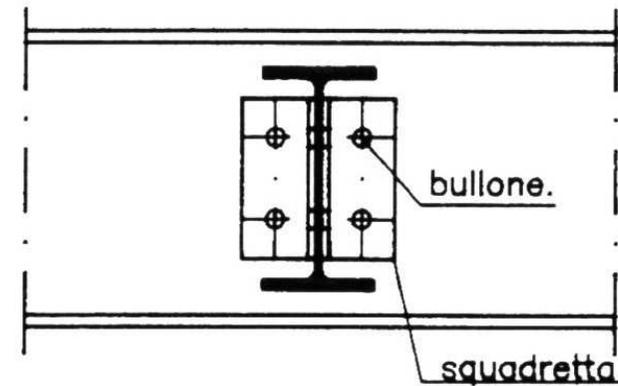
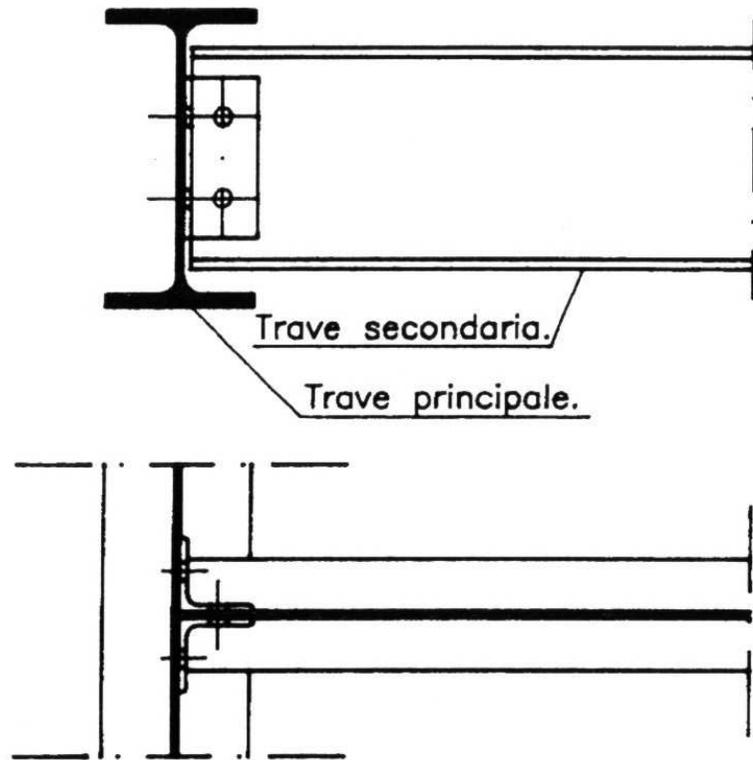
Nelle strutture a telaio è prevista la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

A volte, nei telai esistenti, per localizzare la cerniera plastica all'estremità delle travi, sono state adottate tecniche di indebolimento (**dog-bones**).

E' necessario che le colonne, i collegamenti trave-colonna, i **collegamenti colonna-fondazione** ed i **pannelli nodali** possiedano adeguati margini di sovreresistenza.



Indebolimento delle estremità delle travi e
diagramma del momento

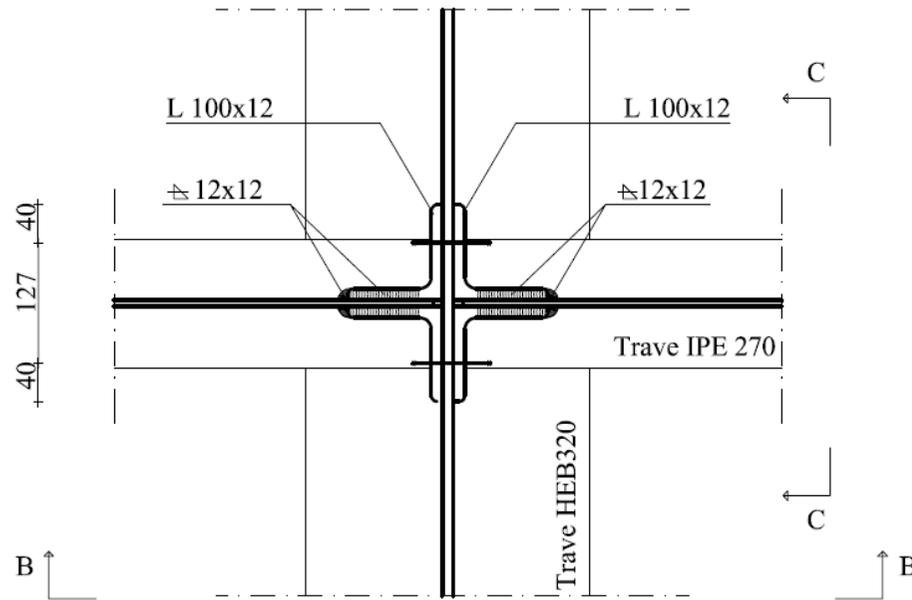


Unione a cerniera tra
travi

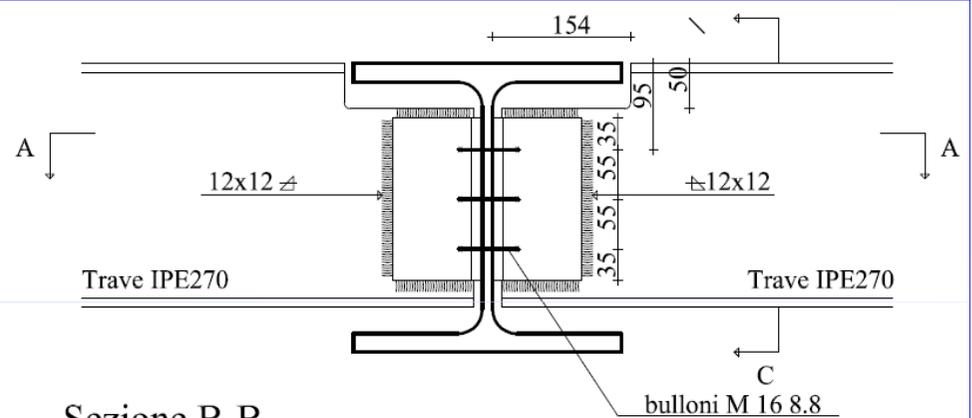
Le travi secondarie, ove presenti si vincolano a cerniera (con unioni bullonate) a quelle principali. Mentre, queste ultime, possono essere sia incernierate alle colonne (*schema pendolare*), sia incastrate, (*telaio a nodi rigidi*).

Collegamenti trave-trave a cerniera

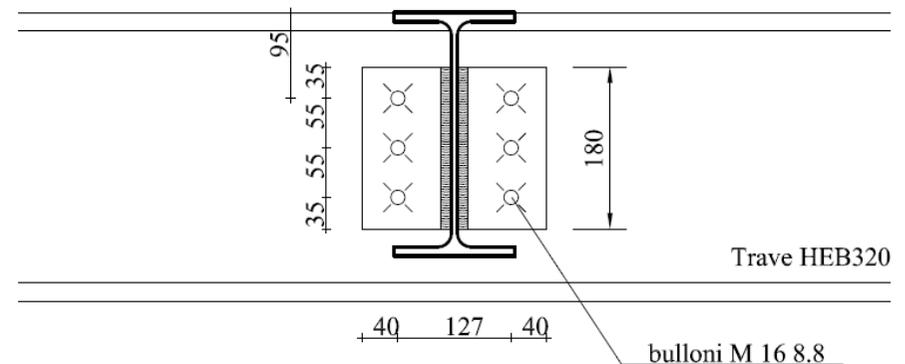
Trave principale HEB 320
Trave secondaria IPE 270



Sezione A-A (Pianta)

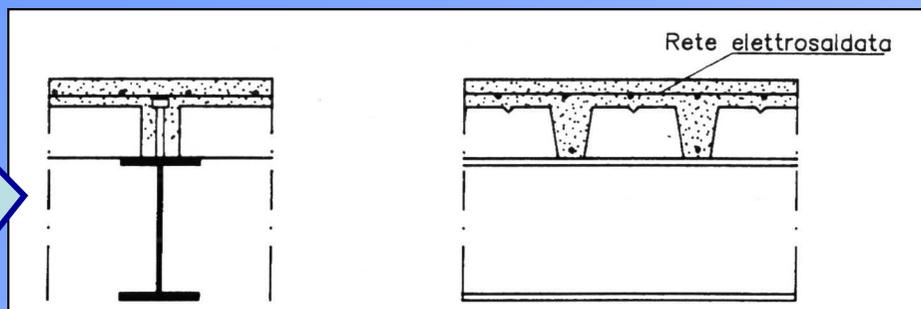


Sezione B-B

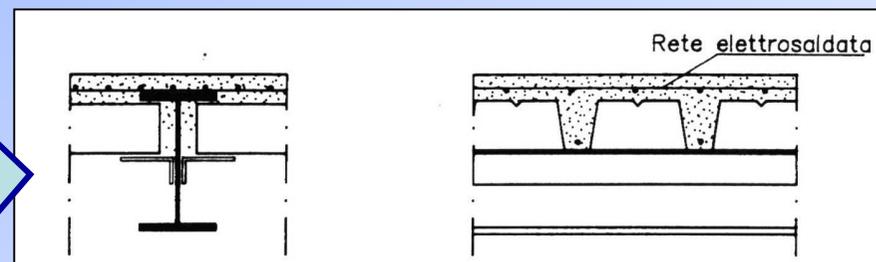
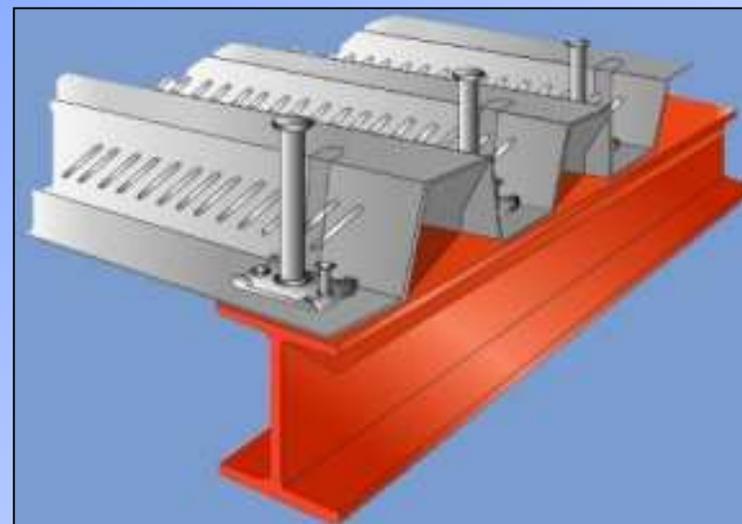


Sezione C-C

Solai in lamiera grecata e calcestruzzo normale o alleggerito



Solaio in lamiera grecata e c.a. collaborante passante



Solaio in lamiera grecata e c.a. parzialmente incassato

I solai in profilati in acciaio, disposti ad interasse ravvicinato (50 - 100 cm), con interposti tavelloni o voltine in laterizio o in tufo, vennero diffusamente utilizzati in passato. Oggi il loro uso è limitato ad interventi di ripristino.

Tendenza europea: unioni in opera con bulloni (Par. 11.3.4.6.1)

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme **UNI EN ISO 4016:2002** e **UNI 5592:1968** devono appartenere alle sotto indicate classi della norma **UNI EN ISO 898-1:2001**, associate nel modo indicato nelle Tabelle 11.3.XII.a e 11.3.XII.b

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yt} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti sono ricavabili direttamente dalla classe in quanto il primo numero indica il valore di rottura mentre il secondo indica il valore di snervamento quale percentuale di quello di rottura.

Secondo NTC2008, tutta la bulloneria deve recare il marchio CE.

CONNESSIONI AD ATTRITO

UNI EN 14399-3:2005 e UNI EN 14399-4:2005

- 1) **Bulloni HR UNI EN 14399-3:2005** - sono in classe di resistenza **8.8** e **10.9**, sono forniti con certificazione di assemblato e con la certificazione dei singoli componenti.
- 2) **Bulloni HV UNI EN 14399-4:2005** - sono disponibili in classe di resistenza **10.9**, sono forniti con la sola **certificazione di assemblato**.

I secondi devono essere venduti già assemblati e indicano la costante k per il calcolo ad attrito della giunzione.

Nei progetti va quindi specificato ad esempio: M16x50 HR8.8 o M16x50 HV10.9.

$$k = \frac{M}{d \cdot P} = \frac{M}{d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}$$

CONNESSIONI A TAGLIO

UNI EN 15048-1:2007

Questa norma sostanzialmente definisce le caratteristiche meccaniche della bulloneria per connessioni a taglio certificando l'assieme dado + vite e prevede assemblaggi di **viti tipo EN ISO 4014** (*gambo parzialmente filettato* ex UNI5739) + **dado EN ISO 4032** (ex UNI 5588) oppure di **viti tipo EN ISO 4017** (*gambo totalmente filettato* ex UNI5737) + **dado EN ISO 4032** (ex UNI 5588).

Dado + Vite vengono forniti nella stessa scatola o in scatole separate con dichiarazione del produttore, ma non preassemblati.

Per quanto riguarda la rondella si sceglie quella che si ritiene più consona.

Nei progetti va citata la norma UNI EN 15048-1:2007 ed in associazione le norme EN ISO 4014, EN ISO 4017 ed EN ISO 4032 a seconda di ciò che si intende usare. Per la rondella non si fa riferimento alla norma UNI EN 15048 ... ma solo all'unificazione della rondella. Con questa norma i produttori possono produrre degli "assemblaggi di bulloni" a marchio CE.

COSTRUZIONI METALLICHE

Bulloni HV ad alta resistenza per carpenteria

HV

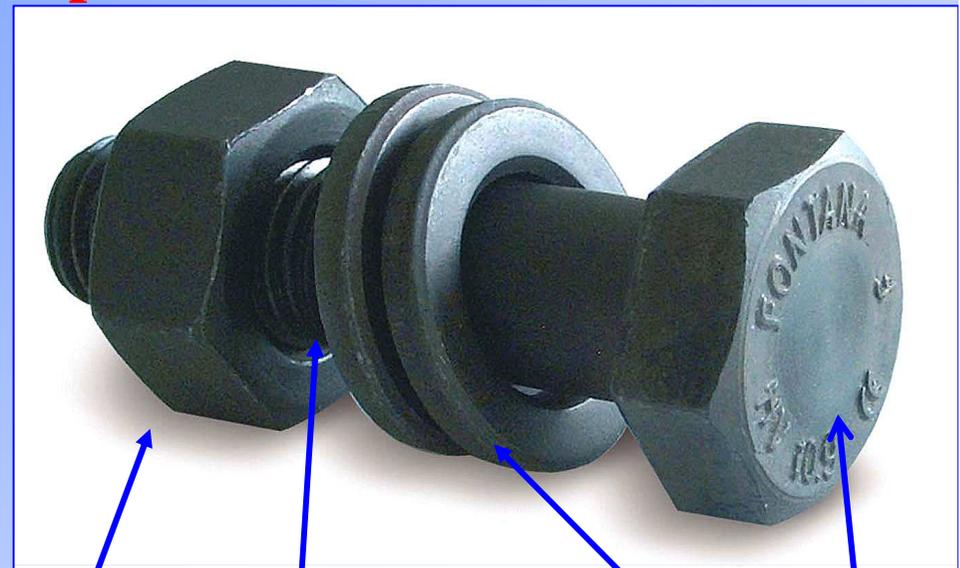
CLASSE 10.9 – K1 - BULLONI AD ALTA RESISTENZA PER CARPENTERIA A SERRAGGIO CONTROLLATO

I bulloni HV vengono forniti in **classe K1**.
Il sistema K1 garantisce la conformità del coefficiente K nel campo di tolleranza prescritto dalla norma di riferimento EN 14399 – 4. L'insieme vite, dado e due rondelle viene fornito in un'unica confezione ed è identificato dal **marchio CE**

Principali applicazioni:

- costruzioni metalliche
- flangie e apparecchiature a pressione
- apparecchiature di sollevamento e gru
- manufatti
- impianti di risalita (sci)
- piloni e pale eoliche

RELATORE: PROF. ING. NUNZIO SCIBILIA



DADO HV
- lubrificato
- garantisce
il rapporto
coppia/tiro

VITE HV
Garantisce le
prestazioni
di fissaggio e
serraggio
controllato

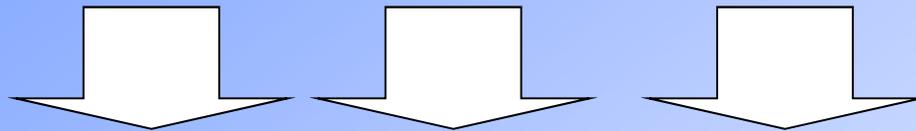
Rondelle HV
Permettono il
controllo
dell'attrito sotto
dado

- Sigla del produttore
- Classe di resistenza
e sigla di conformità
al sistema HV
- Marchio di certificazione

Le nuove norme sulla bulloneria strutturale riflettono una situazione europea dove esistono 4 soluzioni tecniche per gli assemblaggi (viti , dadi e rondelle).

SISTEMI A SERRAGGIO
CONTROLLATO

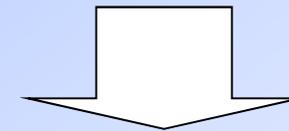
SISTEMA
NON A
SERRAGGIO
CONTROLLATO



SISTEMA
HR

SISTEMA
HV

SISTEMA
HRC



SISTEMA
SB

Sistemi a serraggio controllato

Caratteristiche	Assieme vite/dado/rondella Sistema HR	Assieme Vite/dado/rondella Sistema HV	Assieme vite/ dado/rondella Sistema HRC
Assieme vite / dado	EN 14399-3	EN 14399-4	EN 14399-10
Marcatura	HR	HV	HRC/HR/HRD
Classi di resistenza	8.8 / 8 10.9 / 10	10.9 / 10	10.9 / 10
Rondelle	EN 14399-5 EN 14399 -6	EN 14399 - 5 EN 14399 -6	EN 14399 - 5 EN 14399 -6
Marcatura	H	H	H
Prova di idoneità all'utilizzo	EN 14399 - 2	EN 14399 - 2	EN14399 – 2

Le nuove norme europee sulla **bulloneria a serraggio controllato** prescrivono la fornitura di assiemi in *lotti omogenei* (questo vale per le viti, per i dadi e per le rondelle) i quali devono superare anche **2 prove attitudinali aggiuntive**, quando i singoli elementi vengono assemblati.

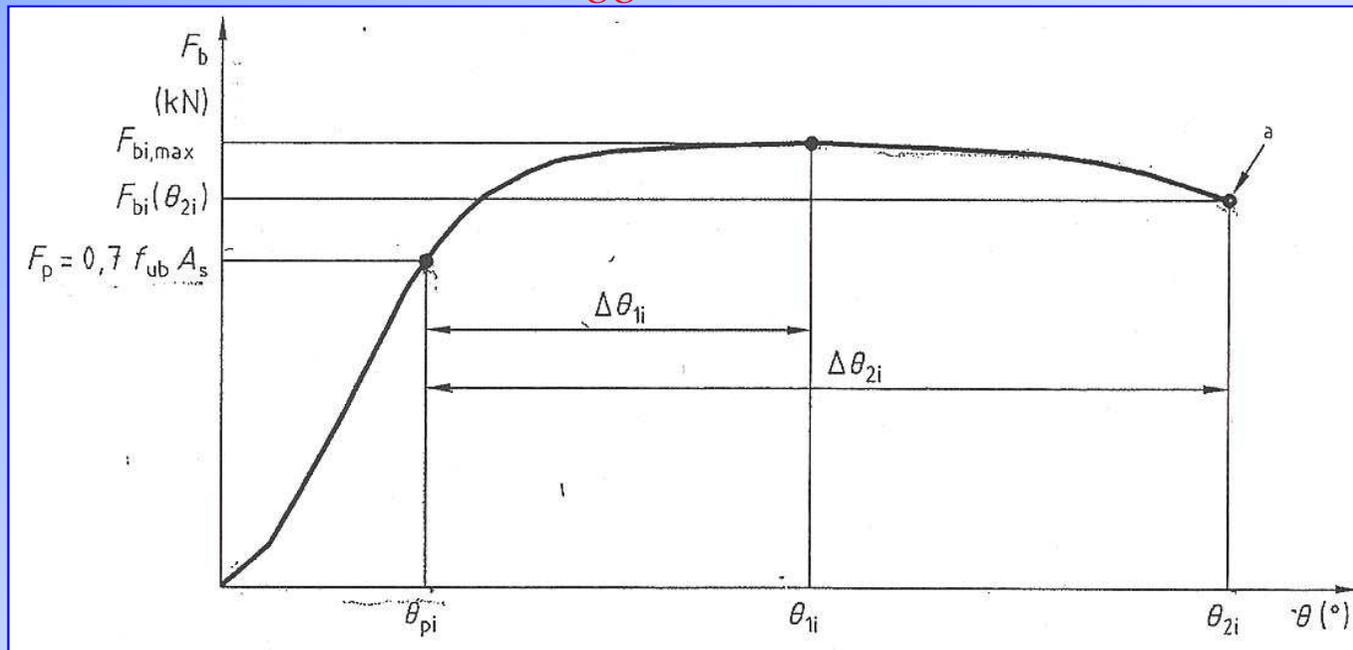
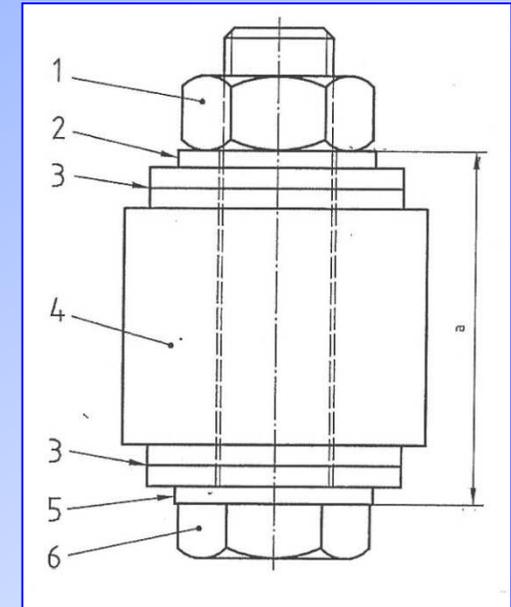
Ciò viene richiesto al fine di assicurare che , con una determinata coppia di serraggio, si ottenga il richiesto precarico con una notevole attendibilità e che ci siano sufficienti margini di sicurezza onde evitare un eccessivo serraggio con conseguente deformazione plastica della vite.

1° Prova aggiuntiva

Una prima prova attitudinale consiste nell'applicare una coppia di serraggio sul dado in modo che esso ruoti sulla rondella sottostante, opportunamente lubrificata, essendo stata immobilizzata la testa della vite.

La macchina di prova tratterà un diagramma carico assiale sulla vite - angolo di rotazione del dado.

La prova sarà considerata positiva quando saranno raggiunti determinati carichi sulla vite e determinati angoli di rotazione del dado senza che la vite risulti danneggiata.



2° prova aggiuntiva

Una seconda prova attitudinale consiste nel determinare il *coefficiente di torsione* k dato dalla seguente formula :

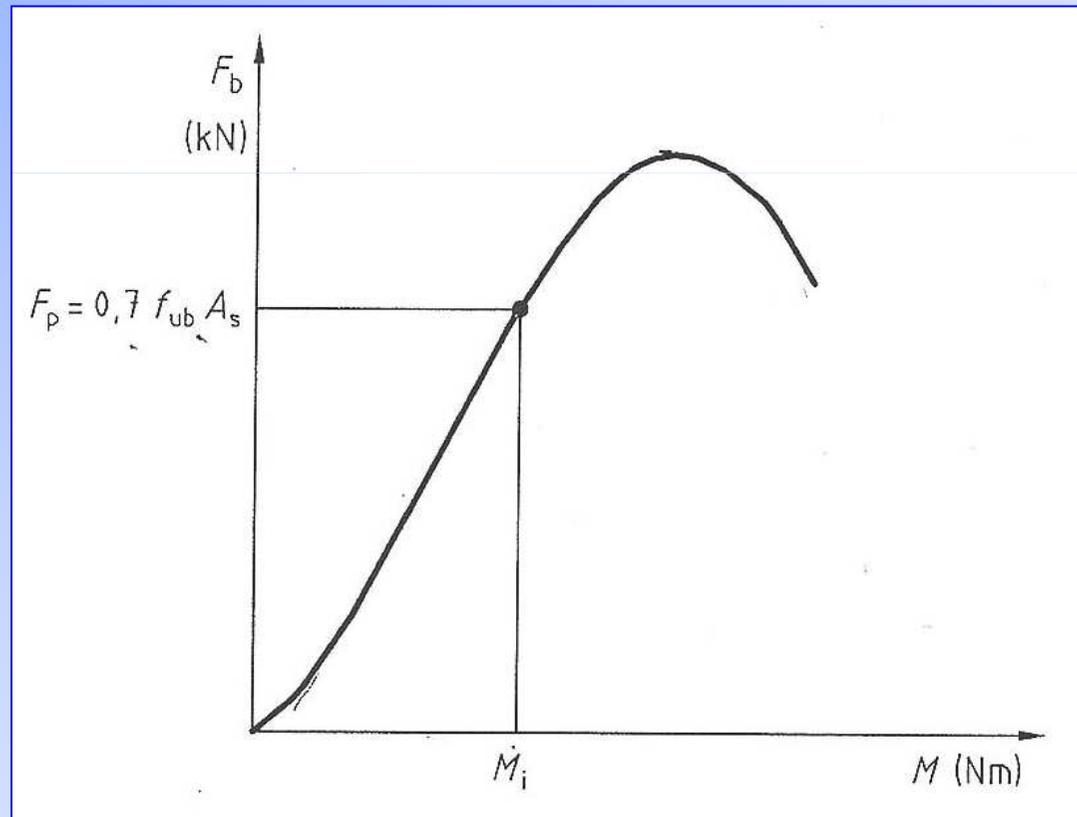
$$k = \frac{M}{d \cdot P} = \frac{M}{d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}$$

dove :

M = Coppia di serraggio espressa in [Nm]

d = Diametro nominale della vite

P = Carico assiale della vite durante il serraggio ottenuti sulla macchina di prova tracciando il diagramma carico assiale / coppia di serraggio



su 5 prove vengono calcolati:

- Il **valore medio dei coefficienti di torsione** k_m tale da soddisfare la seguente condizione :

$$0.10 \leq k_m \leq 0.23$$

- lo **scarto quadratico medio** S_k , dato da

$$S_k = \sqrt{\frac{\sum (k_i - k_m)^2}{n - 1}}$$

- il **coefficiente di variazione** V_K dato da :

$$V_k = \frac{S_k}{k_m} \quad \text{che deve risultare } \leq 0.10$$

k_m è l'informazione del produttore all'utilizzatore

V_k è la stabilità della conformità di k

Il valor medio di k (k_m) fornisce un valore stabile della coppia nell'ambito della tolleranza prescritta, per il raggiungimento del precarico voluto.

Per garantire questo requisito, il progettista deve assicurarsi delle **condizioni ottimali di impiego del prodotto:**

- montaggio immediato dopo l'apertura della confezione
- utilizzo esclusivo di bulloneria nuova

Le **classi funzionali** previste dalla norma armonizzata sono specificate nella **tab. C4.2.XIX della Circ. n° 617:**

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

Sistema non a serraggio controllato

SB EN 15048 -1

VITE

Norma di prodotto: ISO 4014, ISO 4016, ISO 4017, ISO 4018

Classi di resistenza: 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8, 10.9

DADO

Norma di prodotto: ISO 4032 - ISO 4033

Classi di resistenza: 4, 5, 6, 8, 10, 12

RONDELLA

Norma di prodotto: ISO 7091

Classe di durezza: 100 HV - 200 HV

Marcatura

Su prodotto vite :

- classe di resistenza (secondo EN ISO 898-1 o EN 3506-1)
 - marchio del produttore dell'assieme
 - marchio speciale “ SB”

Su prodotto dado:

- classe di resistenza (secondo ISO 898-2 o EN 3506-2)
 - marchio del produttore dell'assieme
 - marchio speciale “SB”

Su prodotto rondella:

- nessuna marcatura particolare richiesta



Le dimensioni caratteristiche di un bullone sono:

- d diametro nominale del gambo
- p passo della filettatura
- Ares area resistente

Unioni con Bulloni

Par. 4.2.8.1.1 - D.M. 2008

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i seguenti fattori parziali γ_M :

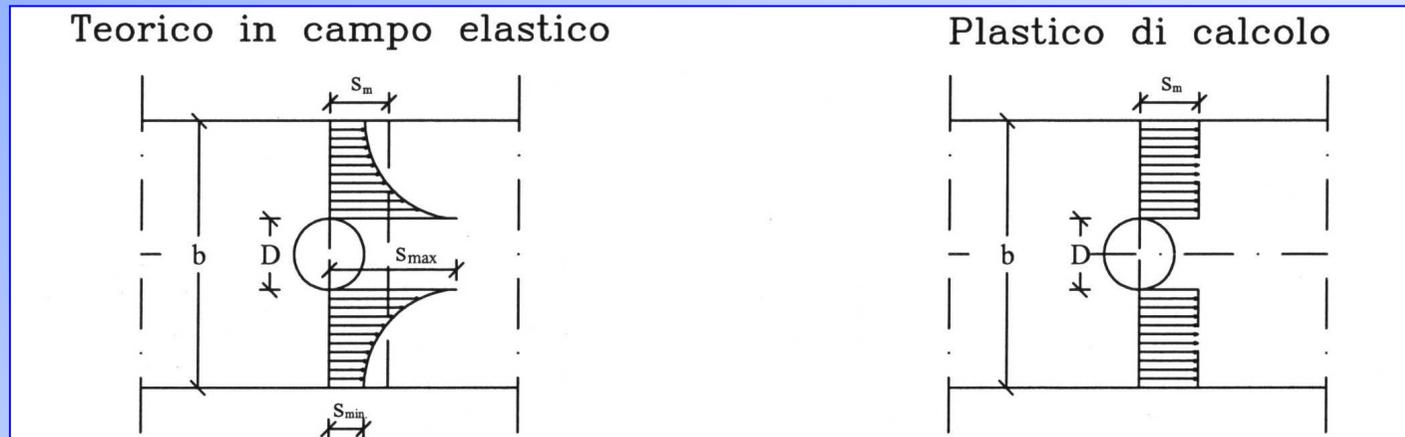
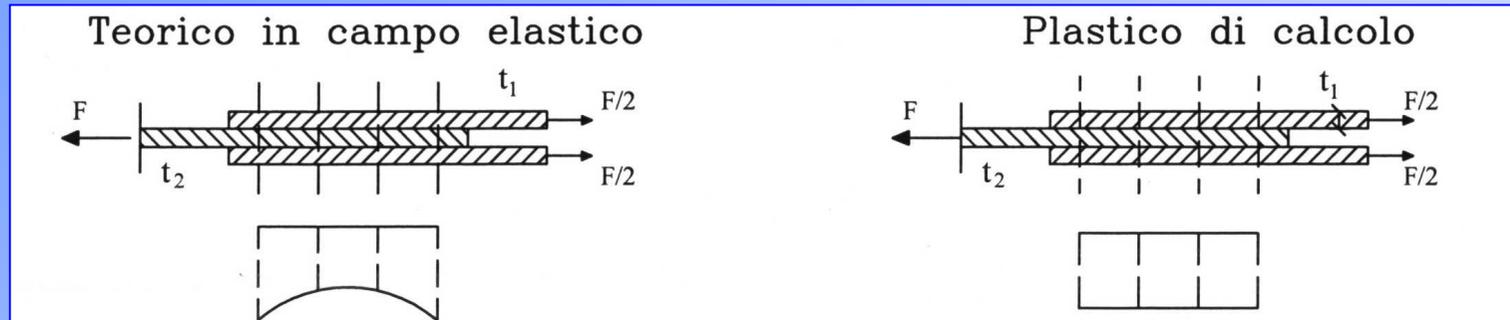
Tabella 4.2. XII *Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.*

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

VERIFICHE DELLE UNIONI A TAGLIO

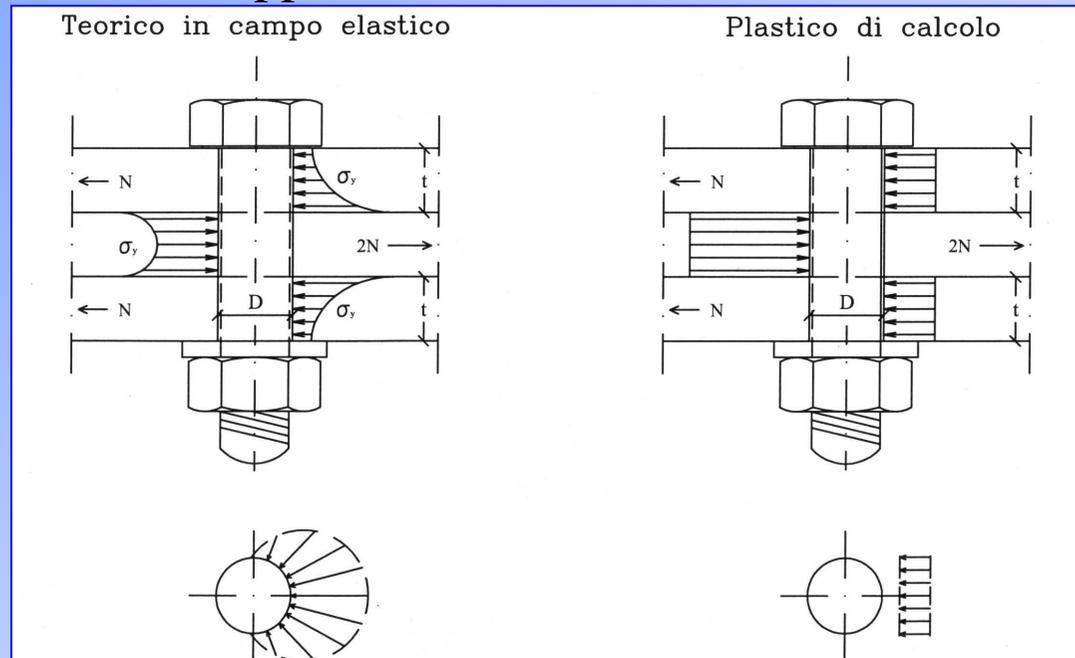
L'analisi elastica dello stato di tensione presente negli elementi che compongono un giunto si presenta complessa.

A causa dell'adattamento plastico del collegamento si assume una sollecitazione media uniforme per tutti i chiodi o bulloni.



Per verificare il corretto dimensionamento a taglio di un giunto occorre constatare che:

- a) gli elementi connessi non siano eccessivamente indeboliti dalla presenza dei fori;
- b) la pressione media esercitata dal gambo sul contorno del foro (*pressione di rifollamento*) non risulti troppo elevata;



- c) la tensione tangenziale media nel gambo del chiodo o del bullone non sia superiore a limiti prefissati.

a) Indebolimento dovuto alla presenza dei fori:

La prima delle tre verifiche si effettua determinando la resistenza media agente lungo la più sfavorevole linea di possibile rottura, scelta in modo tale che l'area della sezione resistente risulti la minima possibile.

Indicando con $A_{v,net}$ l'area della sezione resistente minima, il taglio ultimo $V_{u,Rd}$ corrispondente vale:

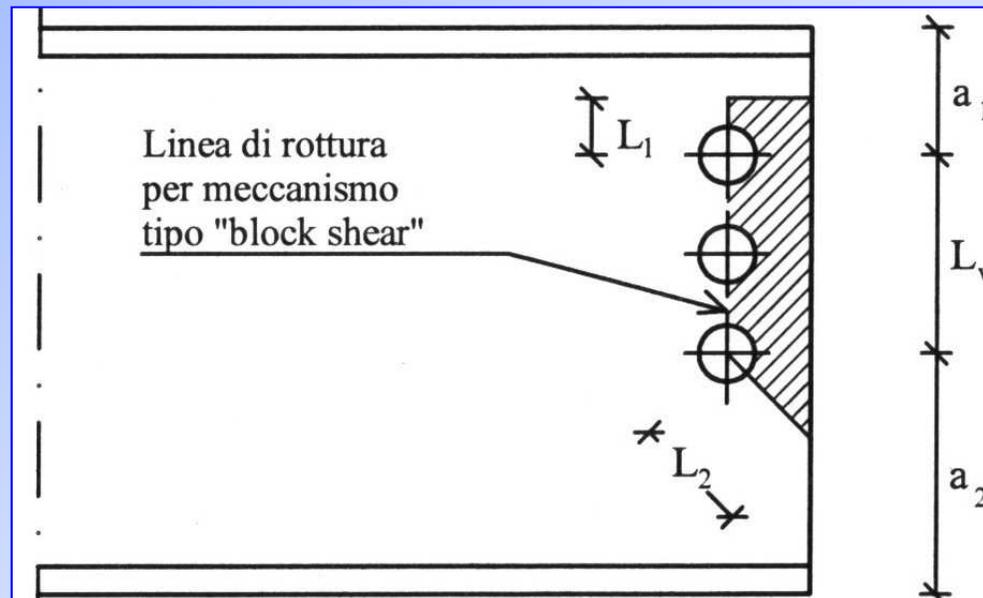
$$V_{u,Rd} = \frac{0.577A_{v,net}}{1.05} f_y = 0.55f_y A_{v,net}$$

Essendo:

$$A_{v,net} = t_w \cdot L_{Veff}$$

con

$$L_{Veff} = L_V + L_1 + L_2.$$



In rapporto al diametro d dei fori ed al più piccolo tra gli spessori collegati devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti (Tab.4.2.XIII - D.M. 2008):

-interasse fori in direzione della forza

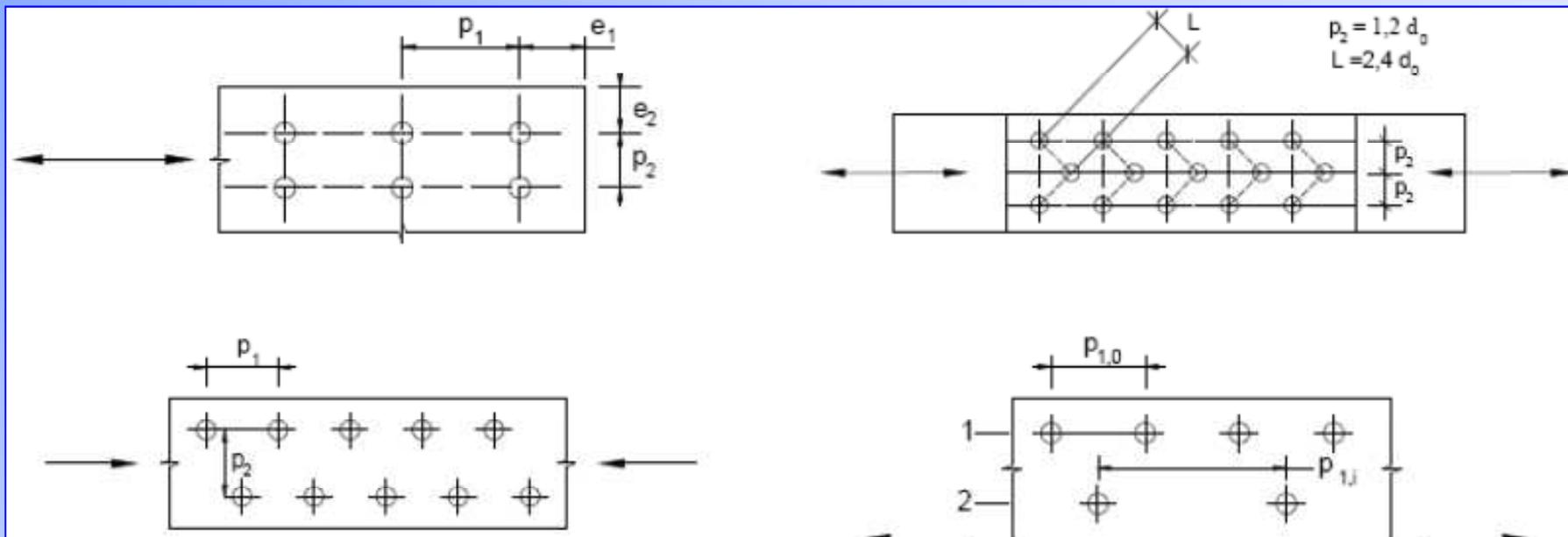
$$\text{elementi compressi } 14t \geq p_1 \geq 2.2d$$

-distanza fori dal bordo libero

$$\text{in direzione della forza } 4t+40 \text{ mm} \geq e_1 \geq 1.2d$$

$$\text{in direzione perpendicolare alla forza } 4t+40 \text{ mm} \geq e_2 \geq 1,2d$$

p_1 è la distanza tra i centri dei fori contigui; e_1 è la distanza dal centro di un foro al margine degli elementi da collegare, ad esso più vicino, nella direzione dello sforzo; e_2 è la distanza come la precedente e_1 , ma ortogonale alla direzione dello sforzo.



b) Tensioni di rifollamento:

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

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

d è il diametro nominale del gambo del bullone, t è lo spessore della piastra collegata, f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra,

$$\alpha = \min\{e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1\}$$

Bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$$\alpha = \min\{p_1 / (3d_0) - 0.25 ; f_{tb} / f_t ; 1\}$$

Bulloni interni nella direzione del carico applicato

$$k = \min\{2.8 e_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5\}$$

Bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$$k = \min\{1.4 p_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5\}$$

Bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

c) Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi:

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0.5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2} \quad \text{per i chiodi}$$

A_{res} è l'area resistente della vite, si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata. Se il piano di taglio interessa il gambo non filettato si ha:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni, tutte le classi di resistenza}$$

A indica l'area nominale del gambo della vite, f_{tb} , indica la resistenza a rottura del bullone, f_{tr} indica la resistenza del chiodo, A_0 indica la sezione del foro, $\gamma_{M2} = 1.25$ per la resistenza dei bulloni e dei chiodi.

La verifica dell'unione a taglio è positiva se il taglio è inferiore al valore minimo tra le resistenze calcolate nei punti a), b), c).

VERIFICHE DELLE UNIONI A TRAZIONE

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

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{per i bulloni}$$

$$F_{t,Rd} = 0.6 f_{tr} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{per i chiodi}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate.

La *resistenza a punzonamento* del piatto collegato è pari a:

$$B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}$$

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

La resistenza complessiva della singola unione a trazione è data dal minimo tra i valori della resistenza a trazione degli elementi di connessione e della resistenza a punzonamento.

I bulloni soggetti alla combinazione di azione tagliante e trazione dovranno inoltre soddisfare la seguente relazione:

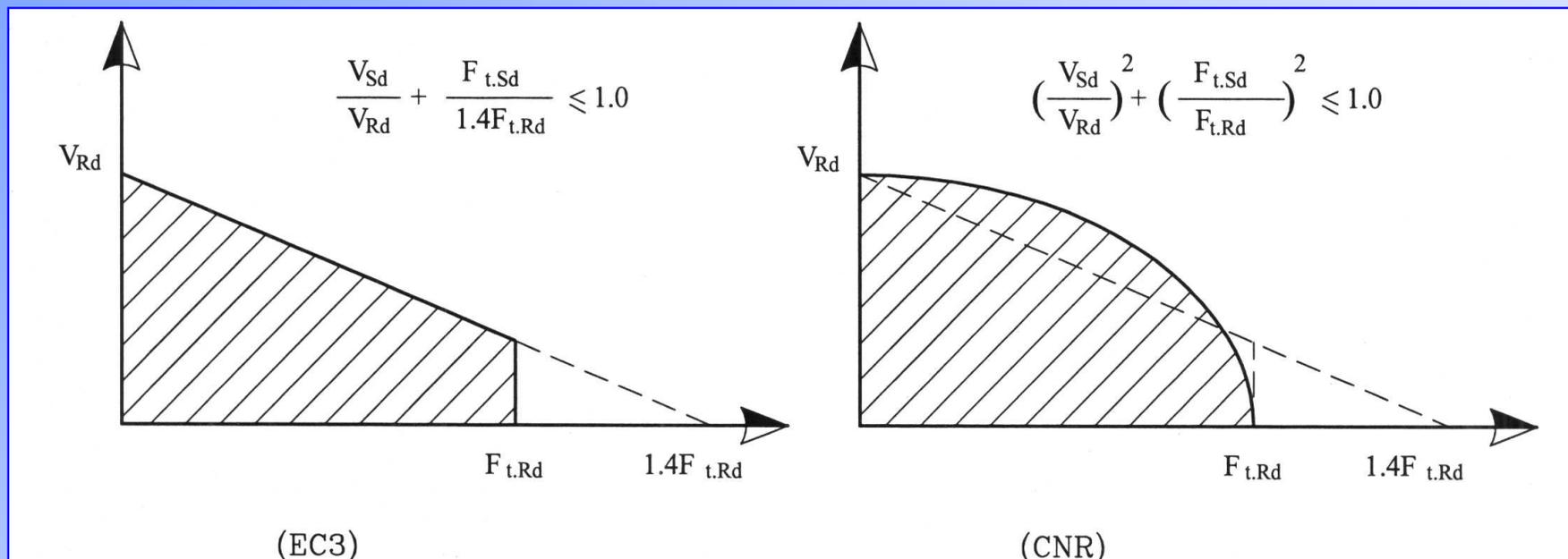
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Con la limitazione

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

La precedente espressione, nel piano $F_t - F_v$ definisce il dominio di resistenza dei bulloni compreso tra gli assi di riferimento ed una retta passante per i punti $F_{v,Rd}$ ed $1.4 F_{t,Rd}$, ma delimitato dalla verticale condotta per $F_{t,Rd}$.

Nella figura sono riportati i domini di resistenza espressi dal D.M. 14/01/2008 (e dall'EC3) e dalle norme CNR.



UNIONI AD ATTRITO CON BULLONI AD ALTA RESISTENZA

Il meccanismo di funzionamento dell'unione ad attrito trae origine dalle azioni tangenziali che si sviluppano tra le superfici premute per mezzo di pre-sollecitazioni applicate ai bulloni.

L'unione richiede un'apposita preparazione delle superfici di contatto, così da dar luogo ad un coefficiente di attrito più elevato possibile e l'inserimento di una seconda rondella sotto la testa della vite.

Il serraggio del bullone si opera con chiavi dinamometriche tali da consentire l'applicazione del momento torcente voluto in relazione al diametro del bullone e tale da generare a sua volta il prescritto sforzo assiale.

Si impiegano bulloni di diametro: $d = 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30$ mm e fori di diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1.5 mm fino al diametro 24 mm e di 2 mm per diametri superiori.

Lo sforzo T_b trasmissibile da ciascun bullone è dato dalla relazione:

$$T_b = n N_s \mu / \gamma_{M3}$$

dove:

n è il numero dei piani di contatto attraverso i quali si esplica l'attrito;

γ_{M3} è il coefficiente di sicurezza contro lo slittamento pari a 1.25 per lo stato limite ultimo e ad 1.10 per lo stato limite di esercizio;

μ è il coefficiente di attrito pari a 0.45 per superfici trattate ed a 0.30 per superfici non particolarmente trattate e comunque nelle giunzioni effettuate in opera;

N_s è la forza normale nel gambo del bullone, generata dalla coppia di serraggio T_s .

Di seguito sono riportati i valori delle suddette grandezze (T_s , N_s e T_b), in relazione al valore del coefficiente d'attrito, per lo SLU.

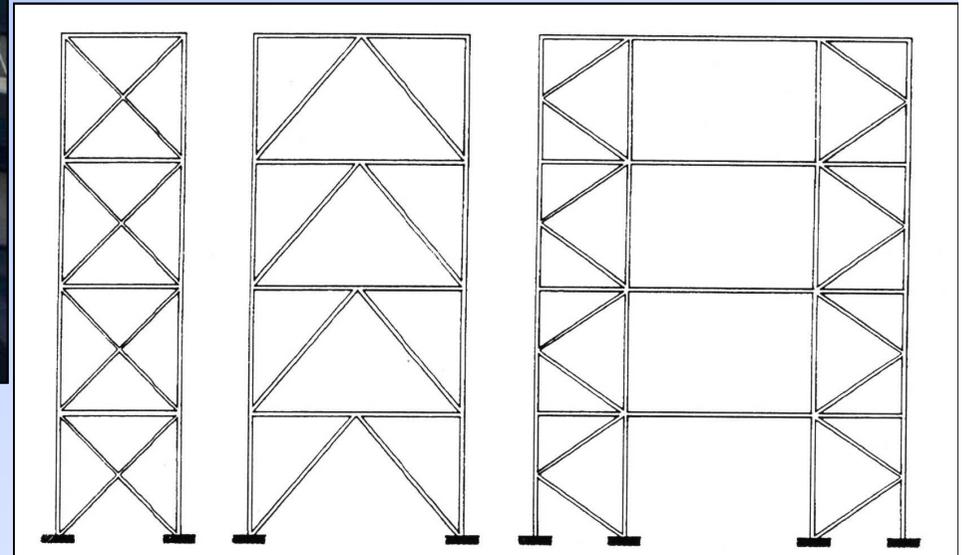
Diametro nominale [mm]	Sezione resistente A_r [mm ²]	CLASSE DELLA VITE							
		8.8		10.9		8.8		10.9	
		T_s [Nm]	N_s [kN]	T_s [Nm]	N_s [kN]	T_b [kN] CCI		T_b [kN] CCI	
						$\mu=0.3$	$\mu=0.45$	$\mu=0.3$	$\mu=0.45$
12	84								
14	115	90	38	113	47	9	13	11	16
16	157	144	52	180	64	12	18	15	22
18	192	225	70	281	88	17	25	21	31
20	245	309	86	387	108	21	31	26	39
22	303	439	110	549	137	26	39	33	49
24	353	597	136	747	170	33	49	41	61
27	459	759	158	949	198	38	57	48	72
30	561	1110	206	1388	257	49	73	62	93
		1508	251	1885	314	60	90	75	112

Edifici antisismici

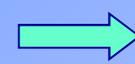
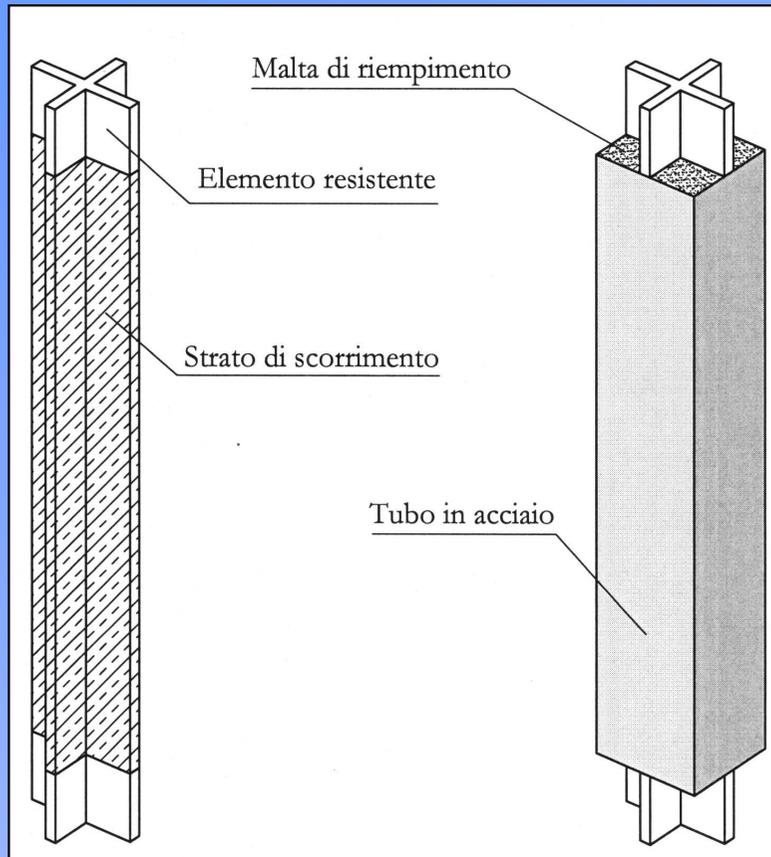
Le strutture antisismiche dissipative in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie:

- **Strutture a telaio**
- **Controventi reticolari concentrici**
- **Telai con diagonali eccentriche**
- **Telai con diagonali interrotte**
- **Strutture provviste di dispositivi di dissipazione di energia**
- **Strutture isolate sismicamente**

- **Controventi reticolari concentrici** (centrally braced frames C.B.F.), nei quali le forze orizzontali sono assorbite essenzialmente da aste soggette ad azioni assiali. Le zone dissipative sono principalmente localizzate nelle diagonali. Detti controventi si suddividono a loro volta in:
 - controventi nei quali le forze orizzontali sono assorbite soltanto dalle diagonali tese, trascurando quelle compresse
 - controventi nei quali si considera il contributo di entrambe le diagonali lavoranti in trazione ed in compressione



Controventi diagonali del tipo unbonded



Soluzione per impedire
l'instabilità delle diagonali
comprese

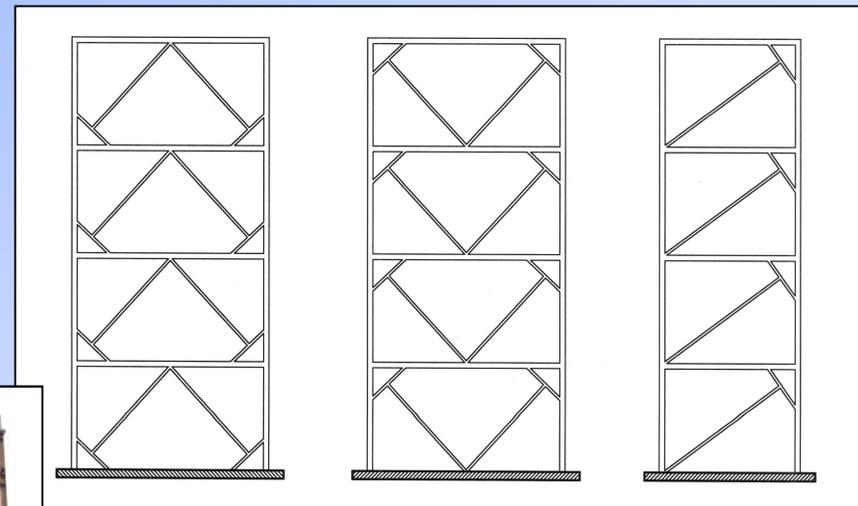
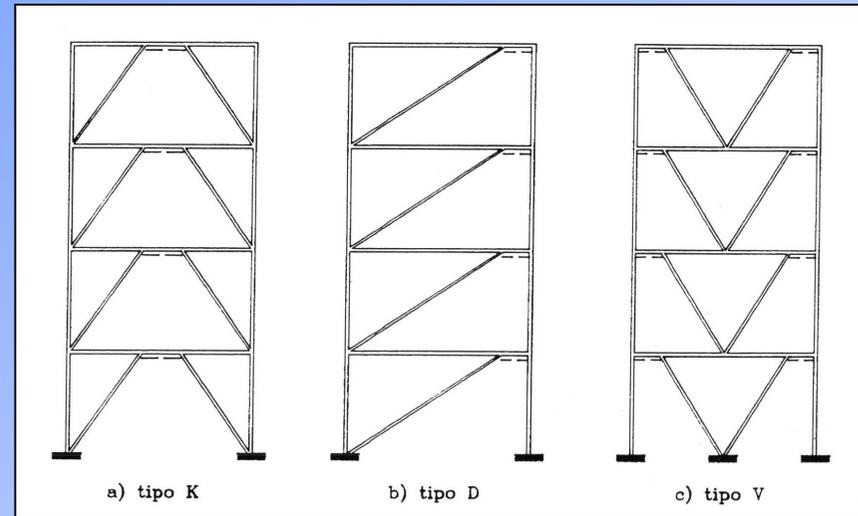
Edificio a Berkeley
(USA)

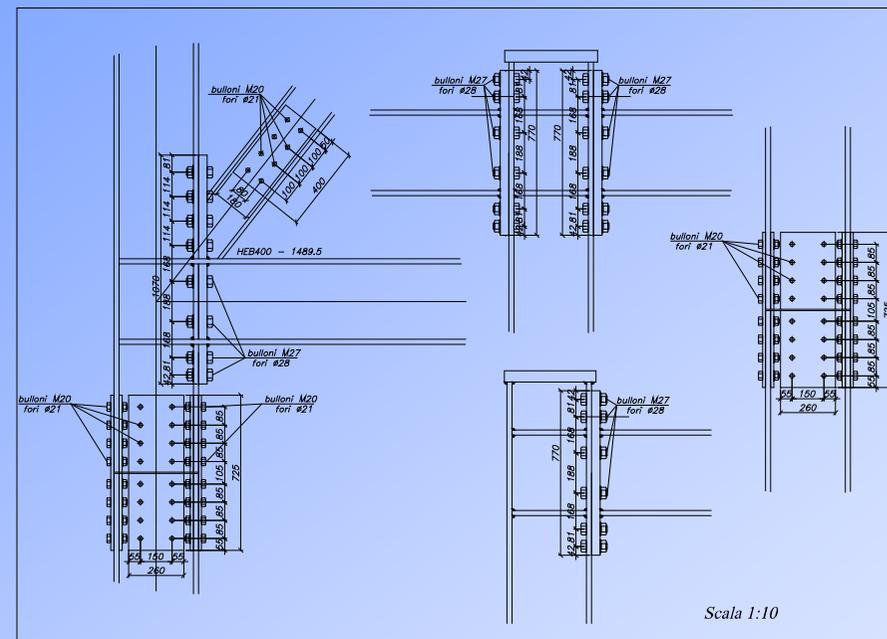
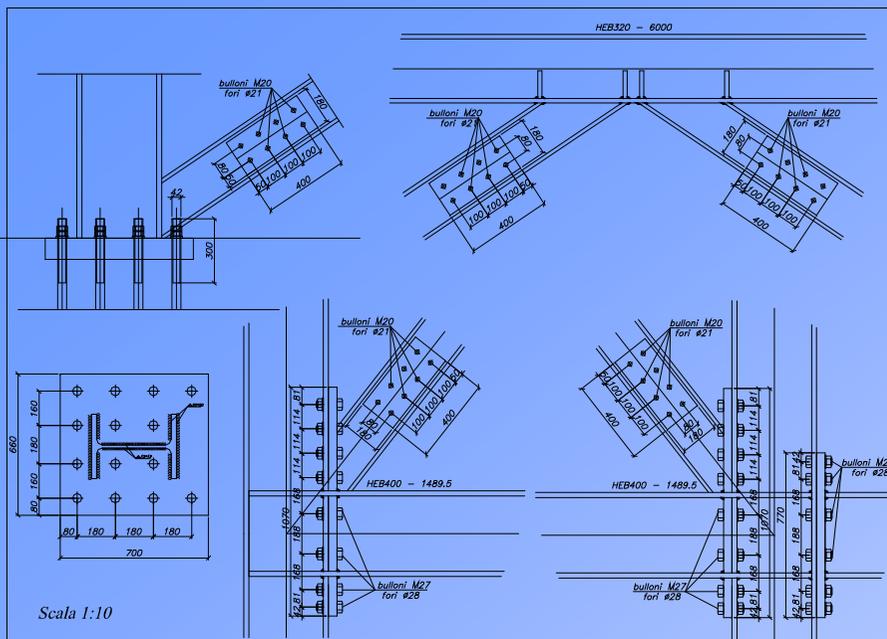


• Telai con diagonali eccentriche

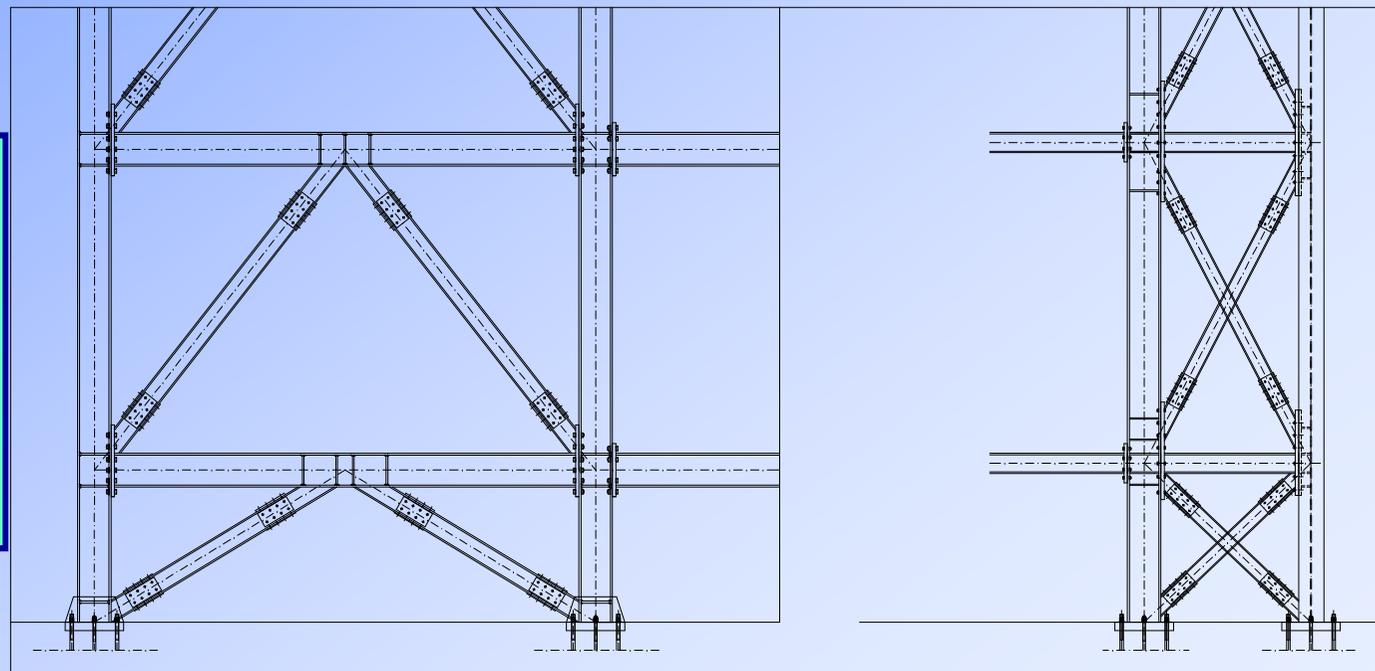
(eccentrically braced frames E.B.F.), nei quali le diagonali sono collegate alle travi con prefissata eccentricità, in modo da determinarne la **plasticizzazione per taglio**. Per essi possono adottarsi gli stessi valori di q indicati per i telai.

• Telai con diagonali interrotte (knee braced frames K.B.F.), nei quali le aste di parete, disposte secondo le diagonali sono collegate ad altre travi corte, disposte trasversalmente in prossimità del nodo, in modo da determinarne la plasticizzazione per taglio. Per essi possono adottarsi gli stessi valori di q indicati per i telai.





Controventi a V ed a croce di S.Andrea con alcuni dettagli costruttivi applicati nel progetto dell' Ospedale di Enna Umberto I



Pareti di controvento in acciaio

Alle tipologie da utilizzare per edifici multipiano in acciaio si è aggiunta in tempi recenti quella costituita da pannelli in lamiera d'acciaio di piccolo spessore, inseriti all'interno di telai, uniti alle travi e alle colonne di bordo mediante saldatura o bullonatura (SPSW – steel plate shear walls).

La logica progettuale si basa sul favorevole comportamento a taglio dell'acciaio, già utilizzata nei telai con diagonali eccentriche, che presenta cicli di isteresi stabili e fortemente dissipativi.

Rispetto ai tradizionali muri in c.a., il sistema con SPSW è più leggero e determina un minor aggravio per le strutture di fondazione.

Il comportamento dei muri con pannelli d'acciaio (SPSW) può essere assimilato a quello di una trave a mensola verticale in acciaio, in cui i pannelli assolvono la funzione dell'anima della trave, le colonne quella delle flange e le travi di piano quella degli irrigidimenti trasversali, di solito sempre presenti allo scopo di evitare l'imbozzamento delle travi alte. Tuttavia, rispetto alle travi alte, utilizzate nei ponti, nei sistemi in esame le flange presentano elevata rigidità flessionale, essendo costituite generalmente da profilati ad H o da tubi. Pertanto, i due sistemi presentano meccanismi di resistenza a taglio diversi.

Le scelte progettuali per l'applicazione del sistema riguardano sia aspetti locali che globali. A livello locale si può fare affidamento o meno sulla resistenza post-critica del pannello, da cui derivano le seguenti tipologie:

- *pannelli irrigiditi* i quali evitano l'instabilità del pannello prima dello snervamento;

- *pannelli non irrigiditi* i quali si instabilizzano prima di raggiungere lo snervamento, facendo affidamento su un meccanismo resistente post-critico caratterizzato da tensioni diagonali.



Fine presentazione
Grazie per l'attenzione