



Progettazione strutturale delle costruzioni metalliche

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino

giovanni.fabbrocino@unimol.it

Laboratorio di Dinamica Strutturale e Geotecnica *StreGa*

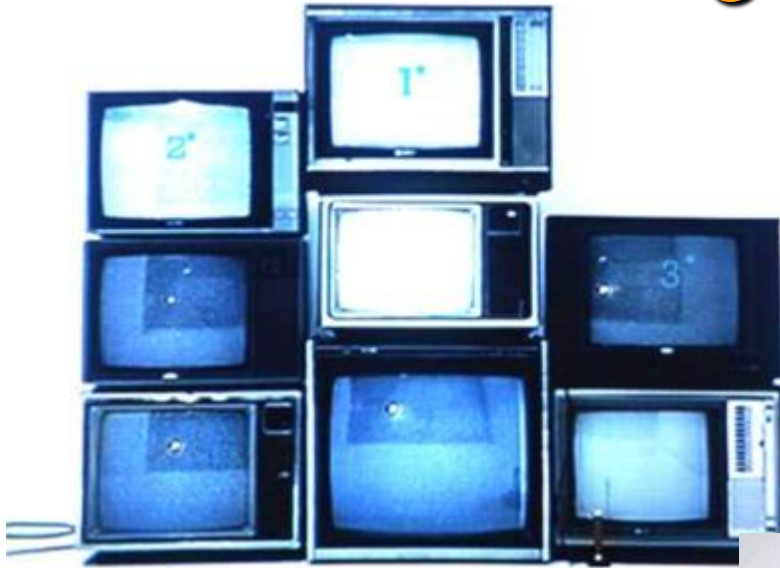
Università del Molise



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza

Ruggine sulla DS

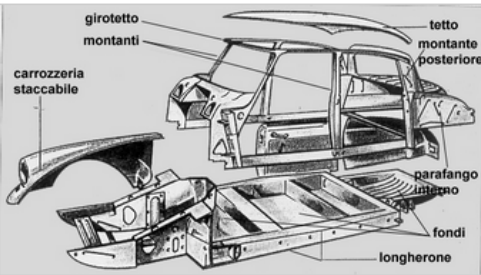
http://www.lesds.it/pagine_htm/quotazioni/ruggine.htm

La ruggine

E' stata definita come il cancro della DS, ma in realtà tutte le auto di trent'anni fa ne soffrivano. E' la ruggine. Va detto che il metallo di cui è fatta l'auto è intrinsecamente portatore di ruggine, forse a causa della sua alta concentrazione di ferro. Le uniche parti che si salvano sono il cofano anteriore, di alluminio, e il tetto che come si sa è di vetroresina. C'è da stare tranquilli però perché i materiali attuali consentono di restaurare definitivamente, se ben adoperati, la vostra DS. Vediamo dunque prima di tutto dove verificare la presenza della ruggine.

Telaio:

Longheroni. Il telaio della DS è essenzialmente fatto da 2 longheroni portanti che partono dal frontale e arrivano al bagagliaio passando ai lati. Le parti più critiche sono sotto le porte dove essi hanno una sezione rettangolare fatta di più strati di lamiera e nel bagagliaio. A volte basta tastare con le mani il longherone sottoporta per capire in che stato è.




Girotto. Parte del telaio che in maniera circolare sorregge il tetto e fa da supporto superiore al lunotto e al parabrezza. La tenuta all'acqua è garantita dalla guarnizione che affiora ai lati del tetto. Purtroppo col tempo l'acqua filtra ai lati della stessa ristagnando e creando grandi quantità di ruggine. Per verificarne la presenza sollevate parabrezza nella sua parte alta, se sotto c'è molto tutto il girotto sia compromesso.

Fondi. Formano il "pavimento" del telaio saldati ai longheroni, sono ondulati o lisci. I punti più deboli sono di sicuro ruggine che aiutata dal rivestimento ristagna liberamente per molto tempo.

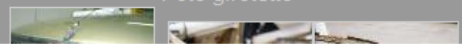
Parafango (posteriore). I punti più colpiti dall'acqua spruzzata dalla ruota in movimento sono i più a rischio, quindi le

Foto longheroni

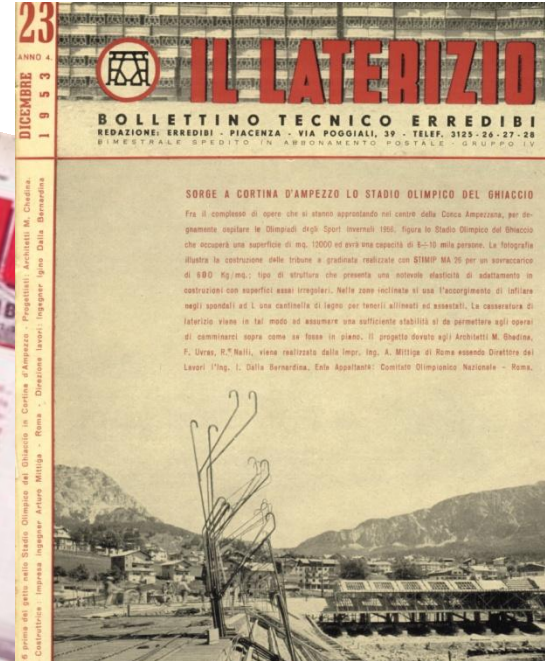


1,2,3,4 - situazione di media gravità
5 - situazione di grave corrosione

Foto girotto




Le costruzioni esistenti



Le costruzioni esistenti

Tipologia di degrado	Migliaia di alloggi a rischio	val. % sul totale generale
<i>Degrado per vetustà</i>		
Edilizia storica nelle grandi città	105	2,9
Edilizia storica nel resto del territorio nazionale	430	12,1
Edifici con oltre 40 anni di vita	770	21,5
Totale	1.305	36,5
<i>Degrado per ragioni costruttive</i>		
Boom edilizio di fine anni '60	680	19,0
Edifici abusivi multipiano (1)	1.590	44,5
Totale	2.270	63,5
Totale Generale	3.575	100,0



Oratino (Cb)



Progettazione delle strutture in acciaio

Le costruzioni esistenti



Le costruzioni esistenti



La protezione in zona sismica

Prevenzione
Mitigazione

Progettazione Antisismica

Rinforzo Strutture a rischio

Monitoraggio

Definizione
dei piani di Emergenza

Early
Warning

Azioni che possono essere intraprese tra il momento in cui si ha ragionevole certezza del verificarsi di un evento catastrofico in una data località ed il momento in cui l'evento avviene

La sicurezza strutturale

- Accezione tradizionale:
 - Assenza di crolli e dissesti

- Presupposto:
 - Distinzione tra:
 - Strutture portanti
 - Strutture portate



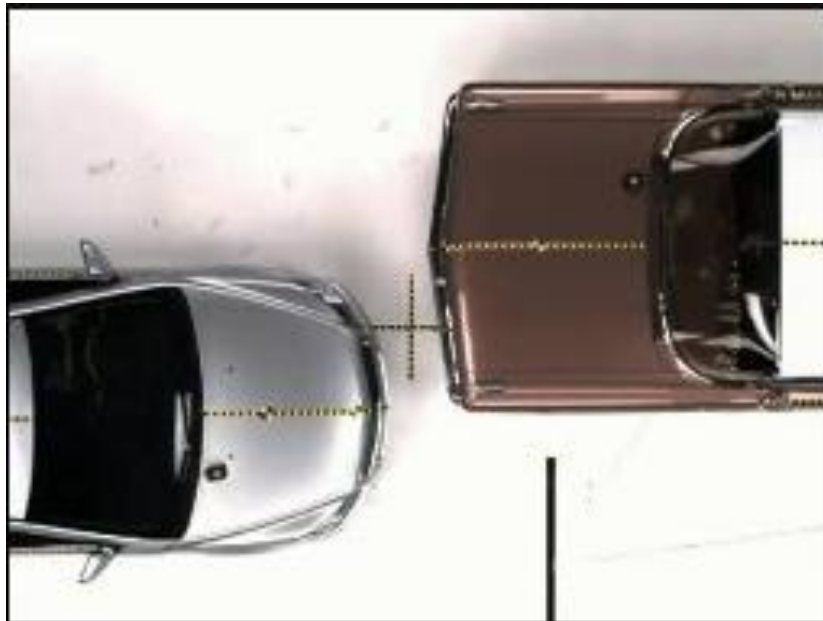
L'evoluzione tecnologica e la sicurezza



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza

Chevrolet Bel Air 1959 vs. Chevrolet Malibu 2009

<http://mmedia.kataweb.it/video/10430377/crash-test-auto-d-epoca-vs-auto-nuova>



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza

Chevrolet Bel Air 1959 vs. Chevrolet Malibu 2009

<http://mmedia.kataweb.it/video/10430377/crash-test-auto-d-epoca-vs-auto->



Telaio abitacolo danneggiato!



L'evoluzione tecnologica e la sicurezza

Chevrolet Bel Air 1959 vs. Chevrolet Malibu 2009

<http://mmedia.kataweb.it/video/10430377/crash-test-auto-d-epoca-vs-auto->

Gerarchia delle resistenze!



La sicurezza strutturale

- Visione moderna
 - Assenza di crolli, salvaguardia delle vite umane
 - Assenza di dissesti e perdite di funzionalità
 - Elevati standard qualitativi, capacità di soddisfare le esigenze funzionali richieste in un intervallo dato di tempo (Vita utile)
 - Basso costo di realizzazione
 - Durabilità, quindi economia dei costi di esercizio e manutenzione

La vita utile delle costruzioni

Classe	T_s Anni	Esempi
1	1÷5	strutture provvisorie
2	25	parti strutturali sostituibili, ad es. determinate tipologie di travi, pilastri, ecc.
3	50	strutture di edifici ed altre strutture ordinarie
4	100	strutture di edifici monumentali, ponti ed altre strutture dell'ingegneria civile



La vita utile delle costruzioni

- **Vita tecnica di servizio TSL** (Technical Service Life), che è la durata che si deve garantire con le operazioni di Impianto iniziale, con le buone modalità di uso e di manutenzione e l'eventuale realizzazione di qualche modesto re-impianto (per il ripristino di qualche eventuale caratteristica prestazionale che si sia un poco ridotta);
- **Vita economica di servizio ESL** (Economical Service Life), che è il tempo nel quale il costo dell'indispensabile re-impianto e l'ammontare dei danni diretti ed indiretti ad esso conseguenti sono di entità tale da consigliare l'abbandono della costruzione e la sua sostituzione (ossia, non sarebbe più economico tenere in vita la costruzione);
- **Vita funzionale di servizio FSL** (Functional Service Life), conseguente all'obsolescenza della costruzione, la quale può risultare non più adatta a svolgere le sue funzioni a causa delle evoluzioni o del mutamento delle prestazioni richieste.

$$FSL, ESL \geq TSL$$





Misura della sicurezza

- Deterministica (tradizionale):
 - La verifica positiva **esclude** il collasso
- **Probabilistica (Moderna):**
 - La verifica positiva implica che il **rischio di collasso** è ragionevolmente **basso**

Rischio strutturale

Probabilità di collasso



Accettabilità del rischio

Eurocodice 1

- **Cedimento strutturale**
 - $P_f^* = 10^{-6}$ per un anno di vita
 - $P_f^* = 10^{-4}$ per il tempo di vita TS
- **Perdita di funzionalità**
 - $P_f^* = 10^{-3}$ per un anno di vita
 - $P_f^* = 1,5 \cdot 10^{-1}$ per il tempo di vita TS

Valutazione della sicurezza

Gli stati limite

- Soglia di accettabilità di una data prestazione strutturale
 - Stati limite ultimi
 - Stati limite di esercizio

Crollo del Campanile di Venezia 14/7/1902



<http://www.culturaspettacolovenezia.it/?iddoc=7218&page=2>



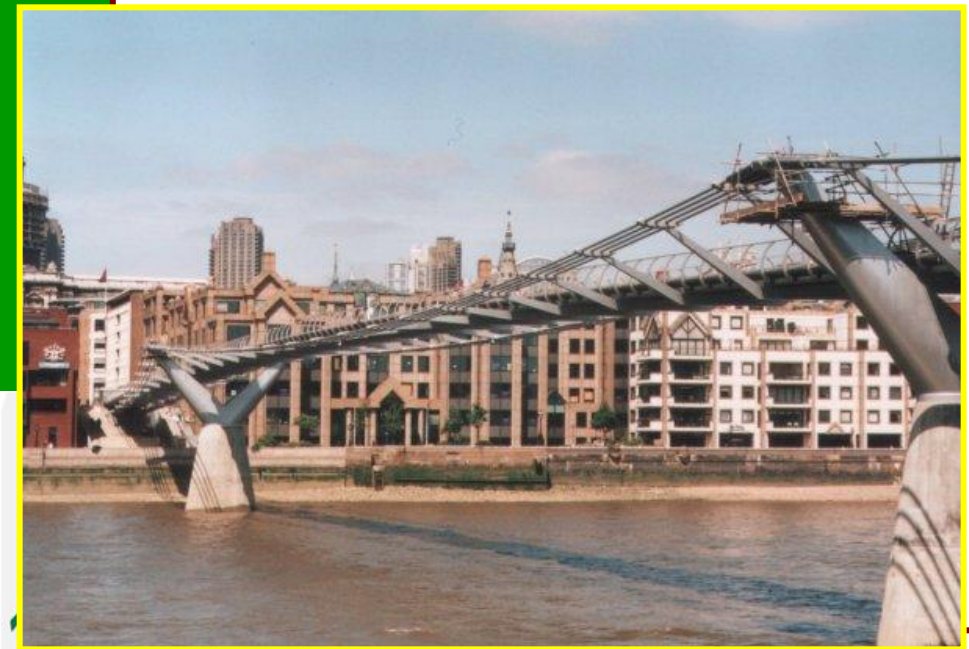
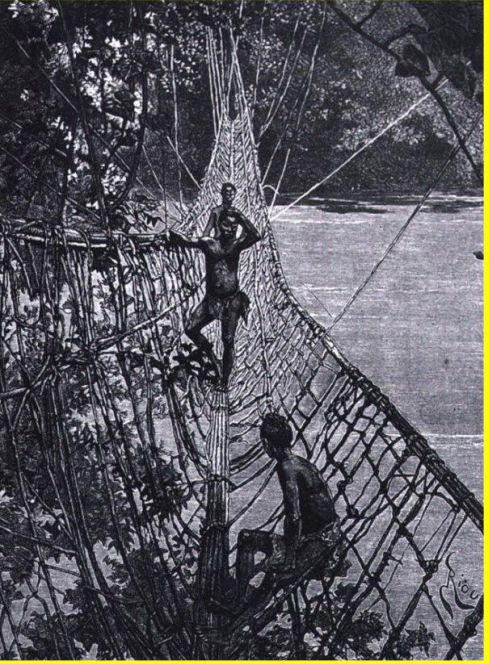
Crollo Tacoma Bridge 7/11/1940

Tacoma Bridge

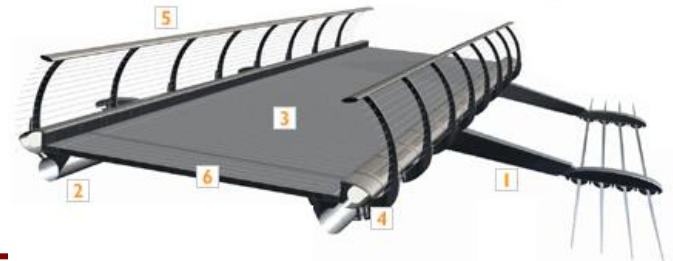
- Progettista: Dott. Ing. Leon Moisseiff
- Freccia dei cavi portanti: 70 metri
- Materiali: acciaio e calcestruzzo
- Data del completamento: 1940
- Campata centrale: 853 metri
- Data del crollo: 7/11/1940
- Tipologia: ponte sospeso
- Località: Stati Uniti



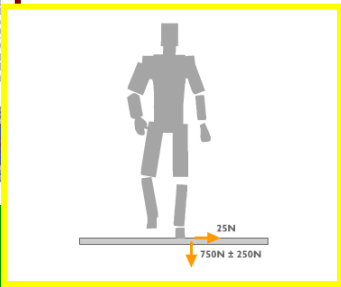
Inefficienza in servizio Millenium Bridge, Londra



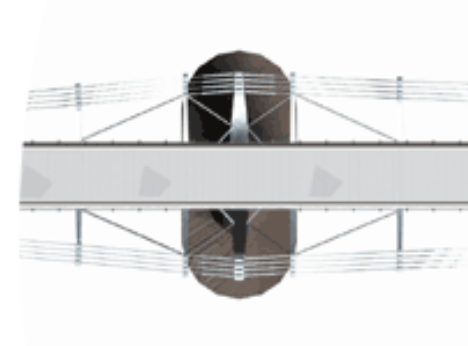
- 1. ARMS
- 2. EDGE TUBES
- 3. ALUMINIUM DECKING
- 4. LIGHTING
- 5. BALUSTRADES
- 6. MOVEMENT JOINTS



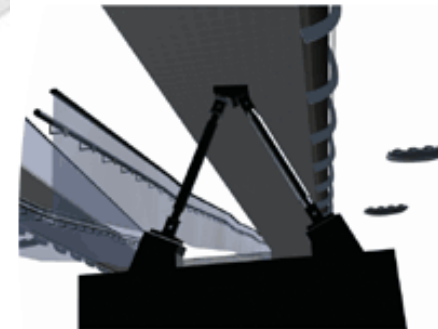
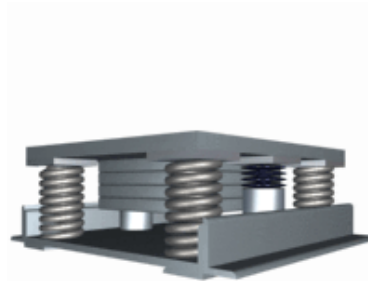
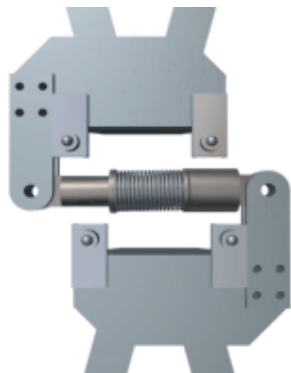
Progettazione supportata da sperimentazione



1. UNDER DECK STEEL
2. VISCOUS DAMPERS
3. TUNED MASS DAMPERS
4. PIER DAMPERS
5. DAMPERS TO GROUND



UNMODIFIED VIEW



Eccessiva deformazione

La casa sulla cascata – Casa Kaufmann – Frank Lloyd Wright



- Over the years all of the cantilevers at Fallingwater have deflected (or sagged) by varying amounts. Though a certain amount of initial deflection is normal after the framework has been removed, the cantilevers stabilize after a short period of time. The living room, master bedroom terrace, and Edgar Kaufmann, Sr.'s terrace, however, are continuing to deflect and there is no indication it will stop.
- RSA eventually concluded that the problems found at Fallingwater stem not from oversights in basic geometry or flaws inherent to the structural concept, but were instead mistakes in the design and detailing of the reinforcement. They recommended that the structure be repaired. In the meantime, in order to stop the deflections and provide a margin of safety, WPC installed temporary shoring in April 1997.

<http://www.wpconline.org/fallingwater/building/preservation.htm>

Stato limite di servizio

EXPLORE

Story

Multimedia

Timeline

Back to Main Menu

CHAPTERS

EXIT

Preservation

preservation projects have focused on more long-term goals, such as augmenting the structural system, waterproofing the entire house, replacing original glass with ultraviolet-filtering glass to help conserve Fallingwater's interior woodwork and collection.

From 2001-2003, major structural and architectural repairs were made, including the strengthening of the living room cantilevers, the installation of a waterproofing system and the cleaning and repointing of all exterior stonewalls.

PREVIOUS

CONTINUE

<http://www.fallingwater.org/explore?to=0>

Palasport Milano – Gennaio 1985



Il terremoto de L'Aquila: SLD



Il terremoto de L'Aquila: SLV



Il terremoto de L'Aquila: SLC



Gli stati limite

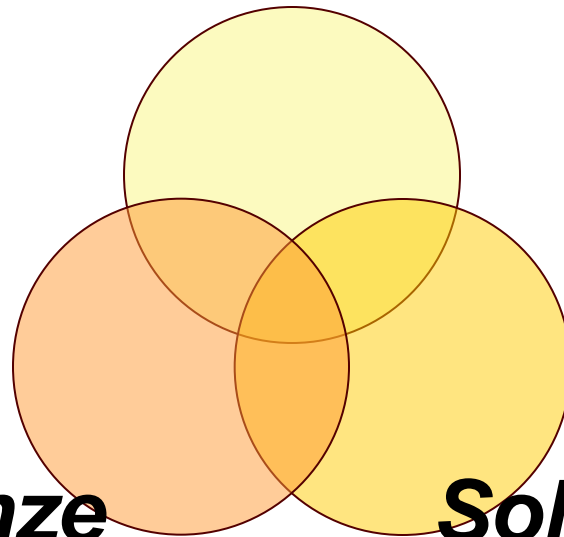
- Stati limite di servizio (SLE)
 - possono derivare da prescrizioni legate alle ,
possono derivare da prescrizioni legate alle
prestazioni che si richiedono nel caso specifico e
sono principa prestazioni che si richiedono nel
caso specifico e sono principalmente derivati da:
 - eccessiva fessurazione;
 - eccessiva deformazione;
 - eccessiva corrosione o degradazione;
 - eccessiva vibrazione.

Gli stati limite

- Stato limite ultimo (SLU)
 - perdita di equilibrio di una parte o dell'insieme della struttura;
 - rottura localizzata per azioni statiche
 - collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in un meccanismo;
 - instabilità per deformazione;
 - rottura localizzata per fatica;
 - deformazioni plastiche o di fluage, fessurazioni o scorrimenti di giunti;
 - degradazione o corrosione, che rendano necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali.

I componenti del processo progettuale

Azioni



Resistenze

Sollecitazioni

I componenti del processo progettuale

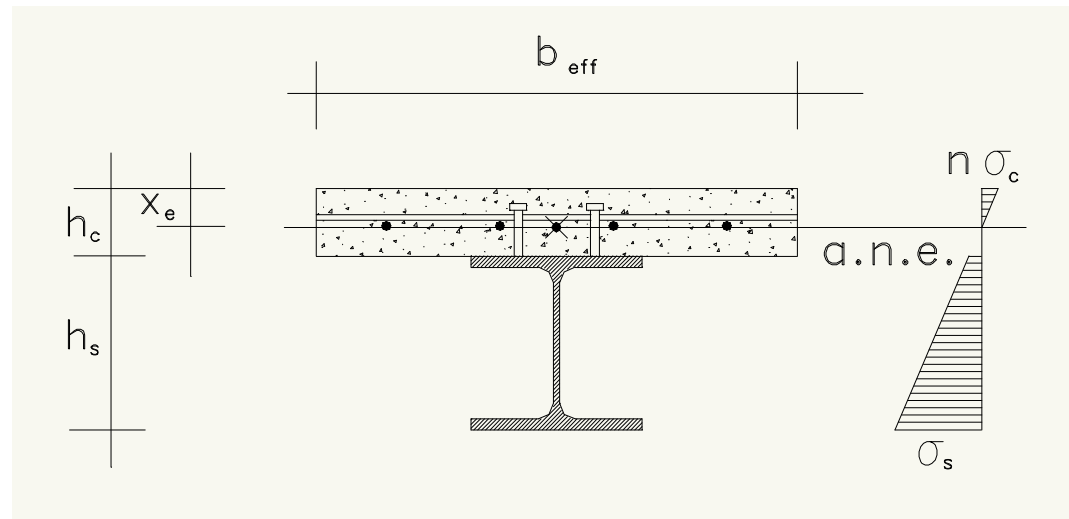
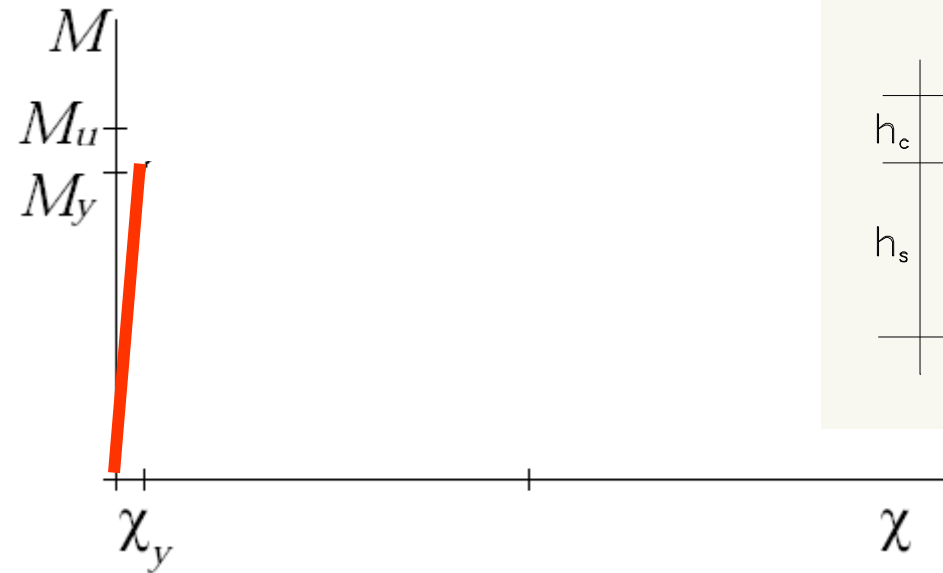
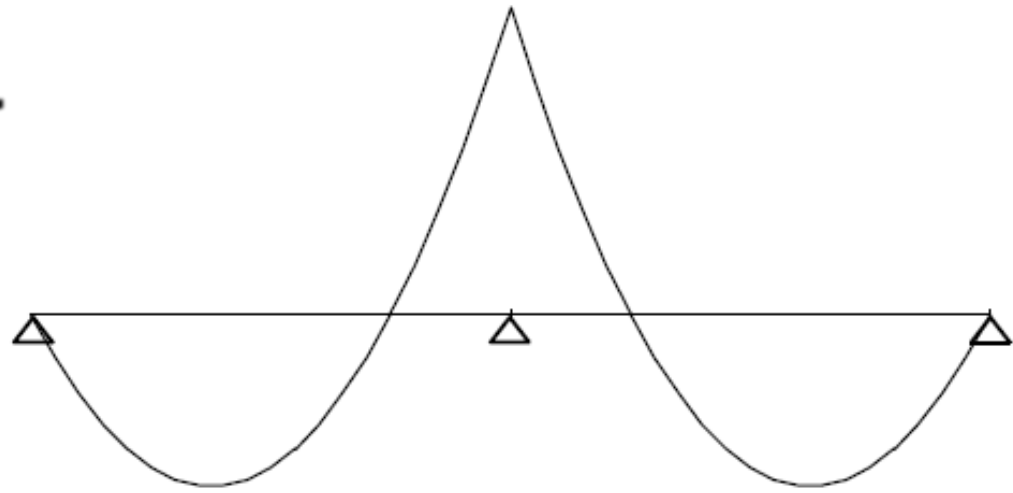
- Azioni
 - Classificazione
 - Modellazione e quantificazione
- Analisi Strutturale
 - Elastica lineare con o senza redistribuzione
 - Plastica
 - Non lineare
- Prestazioni dei materiali
 - Resistenza
 - Duttilità

Misura deterministica della sicurezza

- Metodo delle tensioni ammissibili
 - Teoria dell'elasticità
 - Criteri di resistenza

- Metodo del calcolo a rottura
 - Teoria della plasticità
 - Analisi limite delle strutture

Analisi elastica



Metodo delle Tensioni ammissibili

- Contenzimento entro limiti prefissati dello stato tensionale

- Margine di sicurezza:

$$\sigma_{y,eq} - \sigma$$

- Coefficiente di sicurezza:

$$\sigma_{y,eq} / \sigma$$

- Tensione ammissibile

$$\sigma_{amm} = \sigma_y / s$$

Metodo del calcolo a rottura

- Confronto tra il carico massimo sopportabile dalla struttura e di quello applicato

- Margine di sicurezza globale:

$$q_{ult} - q$$

- Coefficiente di sicurezza:

$$q_{ult}/q$$

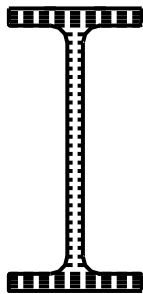
- Carico di esercizio

$$q_{es} = q_{ult}/s^*$$

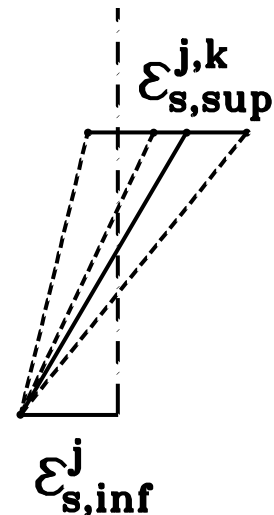
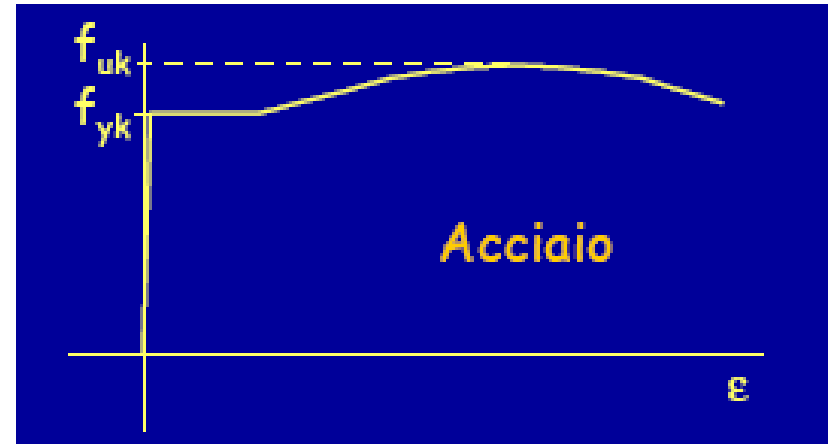
La relazione momento-curvatura

$$\sum_{i=1}^{n_{str}} \sigma_{c,i}^{j,l} \left(\varepsilon_{c,inf}^{j,l} \right) \cdot A_{c,i} = N$$

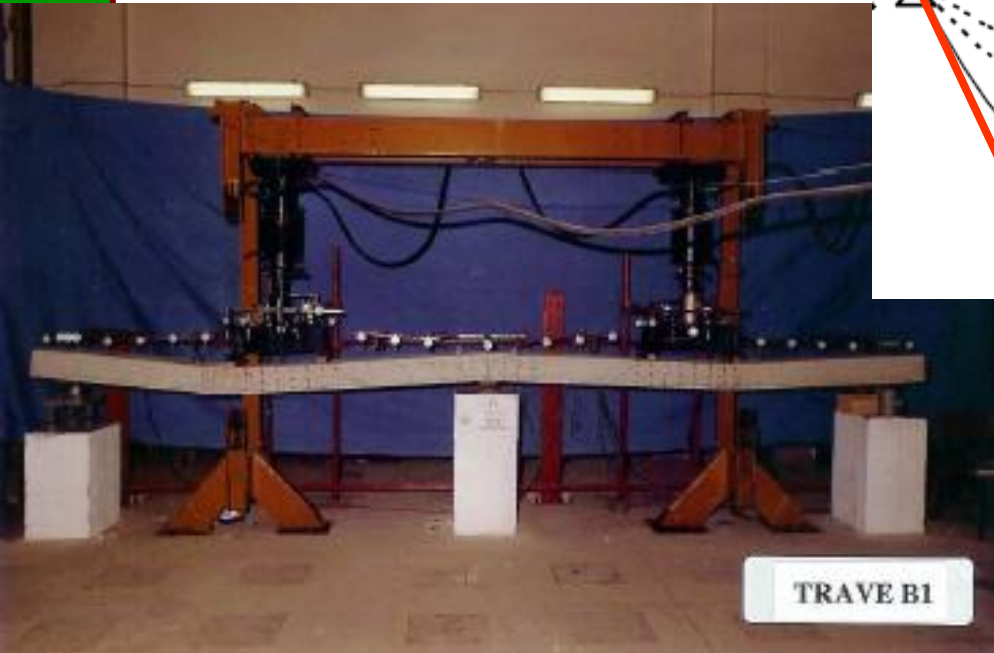
$$M = \sum_{i=1}^{n_{str}} \sigma_{c,i}^{j,l} \cdot A_{c,i} \cdot y_{Gi}$$



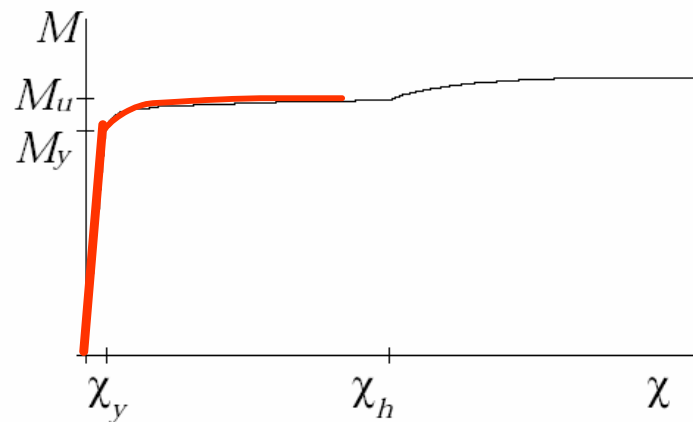
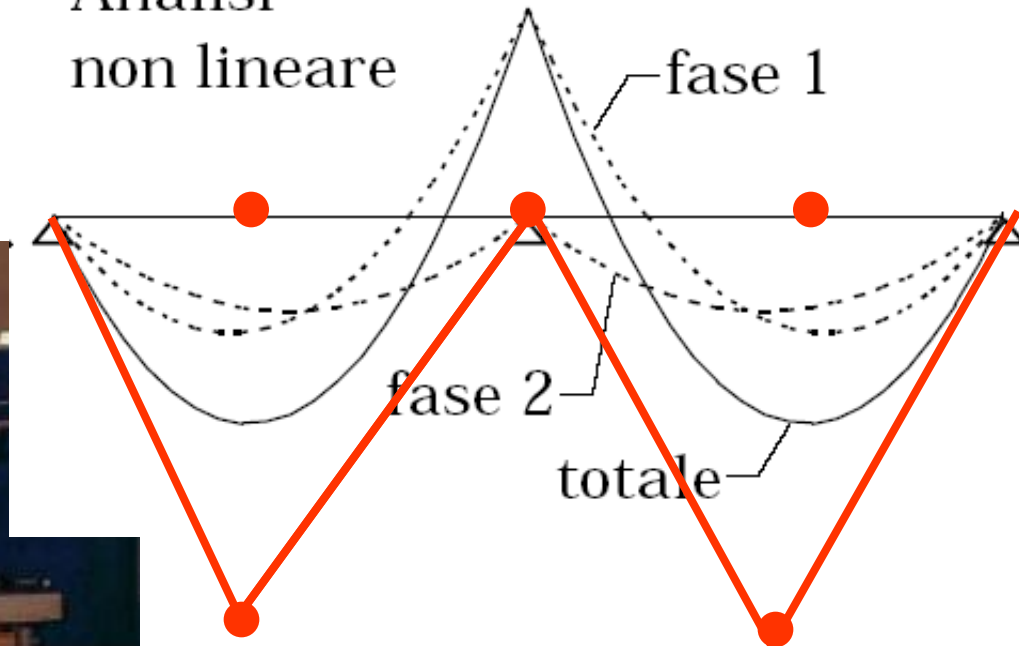
1



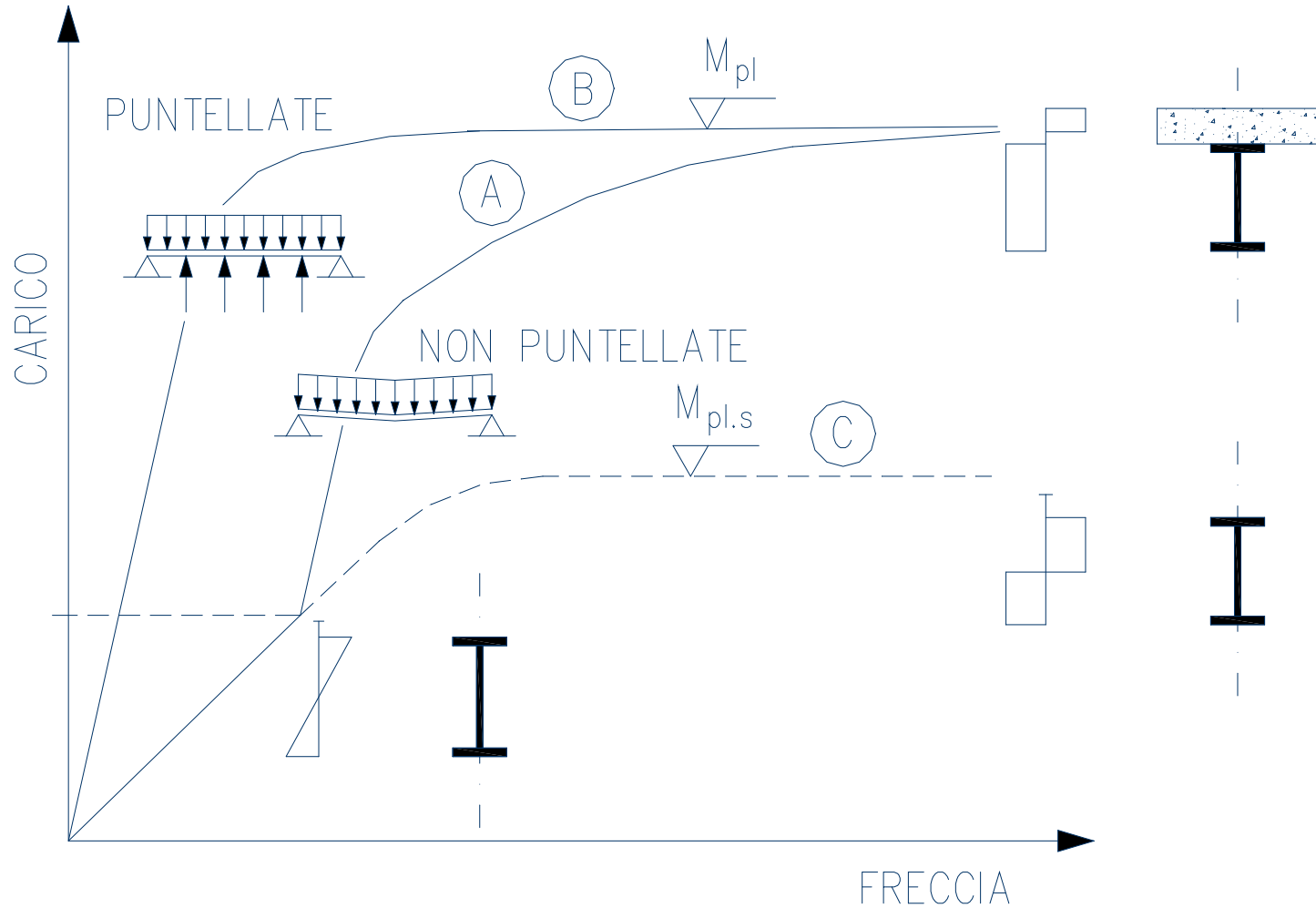
Analisi plastica



Analisi non lineare



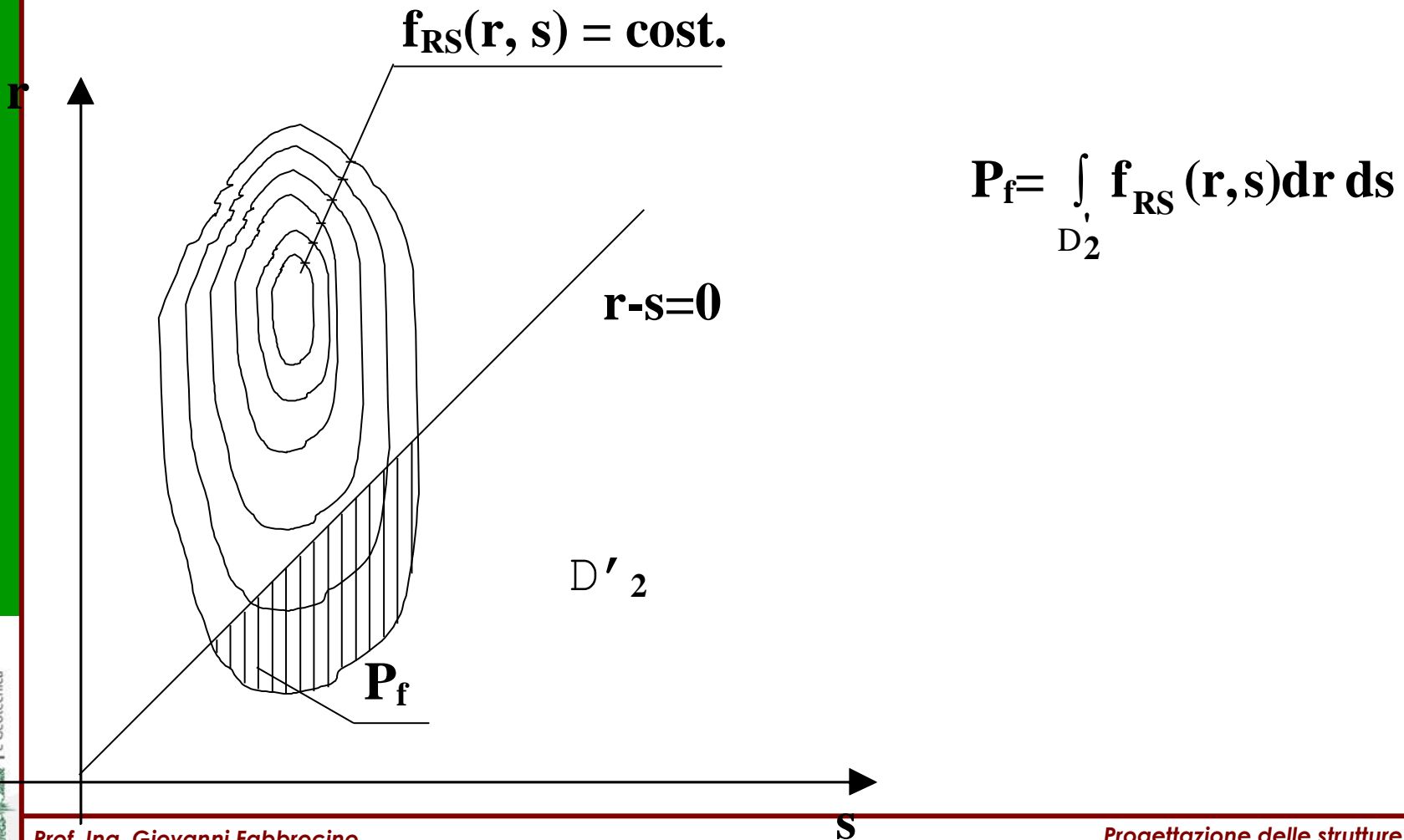
L'influenza delle fasi esecutive



Misura probabilistica

- Metodo probabilistico completo
 - Analisi di Montecarlo
 - Valutazione diretta della probabilità di collasso
- Metodo probabilistico indiretto
 - Valutazione della probabilità di collasso attraverso il coefficiente β , indice di sicurezza
- Metodo semiprobabilistico
 - Geometria strutturale deterministica
 - Coefficienti parziali di sicurezza per materiali ed azioni

Misura probabilistica diretta



Metodo semiprobabilistico

$$R_d \left(\frac{f_{i,k}}{\gamma_{m,i}} \right) \geq E_d \left(\sum \gamma_{F,i} \cdot F_{i,k} \right)$$

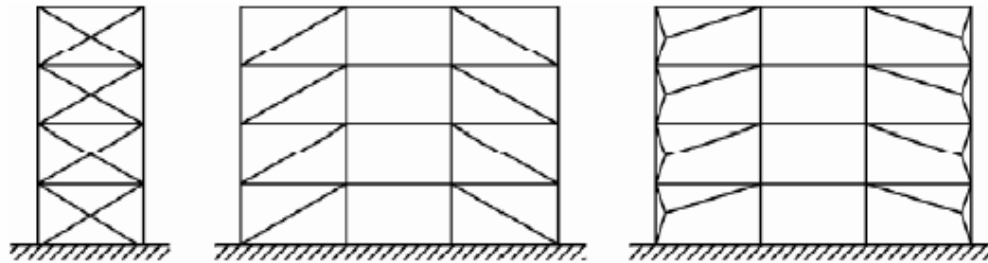
- ✓ R_d rappresenta la resistenza di progetto, valutata a partire dalle resistenze di progetto dei materiali componenti $f_{i,d}$ che si possono valutare a partire dalle resistenze caratteristiche $f_{i,k}$ corrette mediante i coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{m,i}$;
- ✓ E_d rappresenta il valore di progetto di una sollecitazione, ovvero il vettore risultante di più sollecitazioni, valutata a partire dai valori caratteristici delle azioni esterne $F_{i,k}$ corretti mediante i coefficienti parziali di sicurezza che vanno stabiliti in funzione della natura delle azioni esterne e delle loro peculiarità.

LE COSTRUZIONI METALLICHE

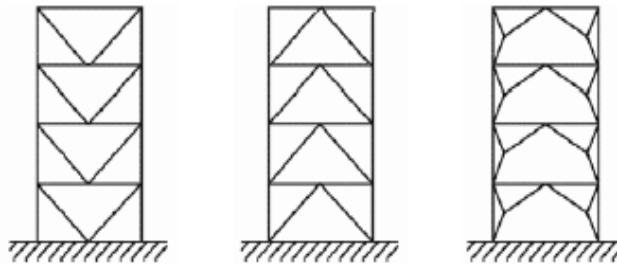
A differenza delle strutture in cemento armato, le strutture in acciaio presentano un'ampia gamma di tipologie costruttive, alcune delle quali ben si prestano al calcolo in zona sismica. Si ha dunque un'offerta molto diversificata di soluzioni che ben si adattano alle specifiche esigenze progettuali.

TALI TIPOLOGIE SI DIFFERENZIANO PRINCIPALMENTE PER:

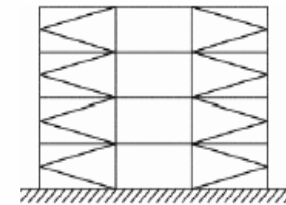
- **SISTEMI STRUTTURALI (a telaio o con controventi)**



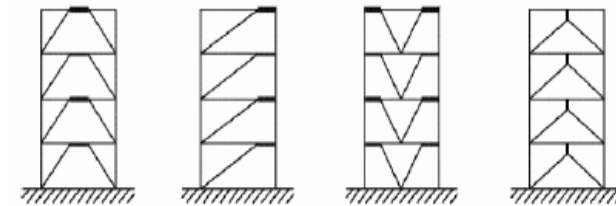
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



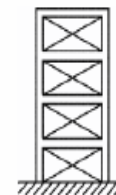
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



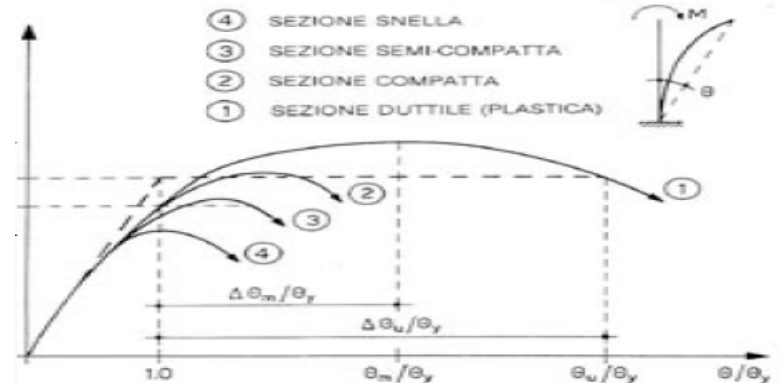
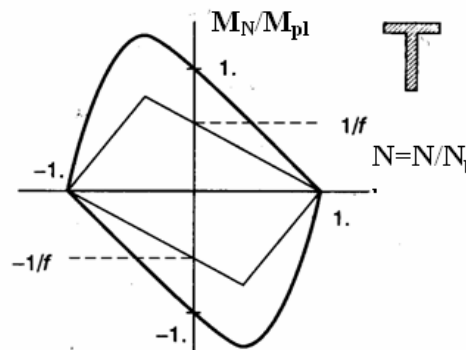
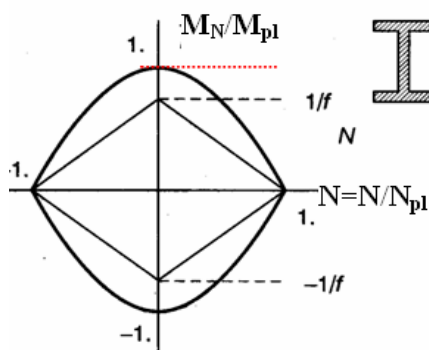
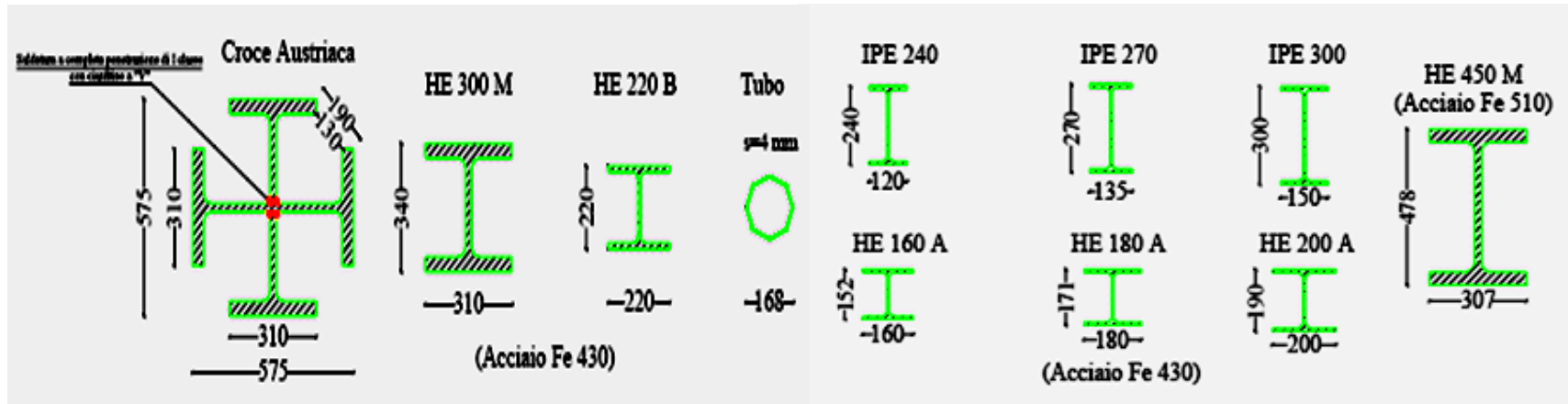
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

TALI TIPOLOGIE SI DIFFERENZIANO PRINCIPALMENTE PER:

- FORME E SEZIONI DEGLI ELEMENTI

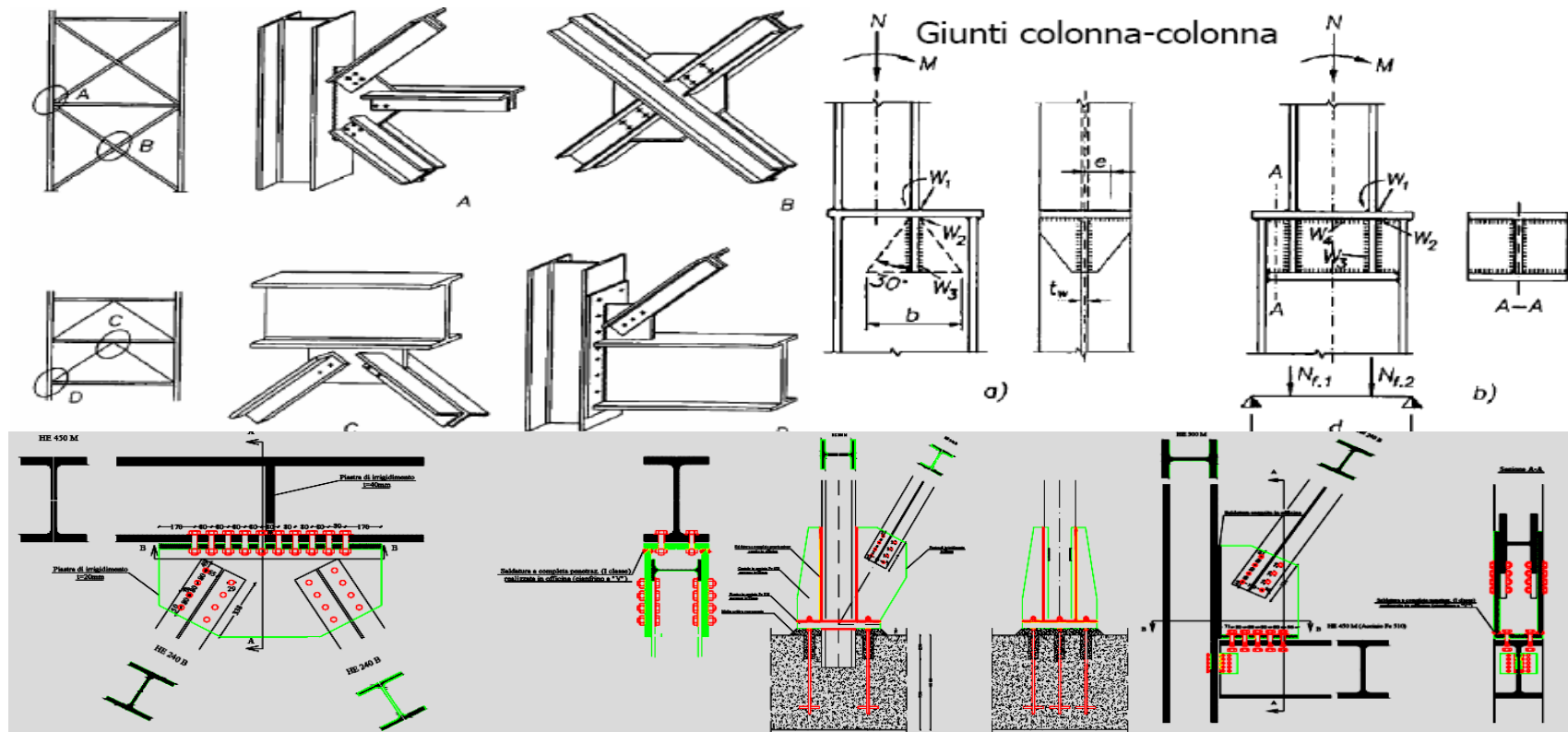
TRAVI

COLONNE



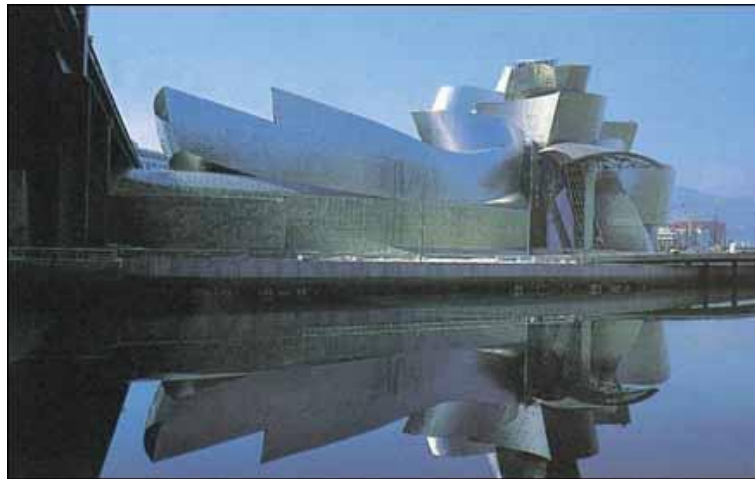
TALI TIPOLOGIE SI DIFFERENZIANO PRINCIPALMENTE PER:

- MODALITÀ DI COLLEGAMENTO TRA GLI ELEMENTI



LE COSTRUZIONI METALLICHE

A differenza delle strutture in cemento armato, le strutture in acciaio presentano un'ampia gamma di tipologie costruttive, alcune delle quali ben si prestano al calcolo in zona sismica. Si ha dunque un'offerta molto diversificata di soluzioni che ben si adattano alle specifiche esigenze progettuali.



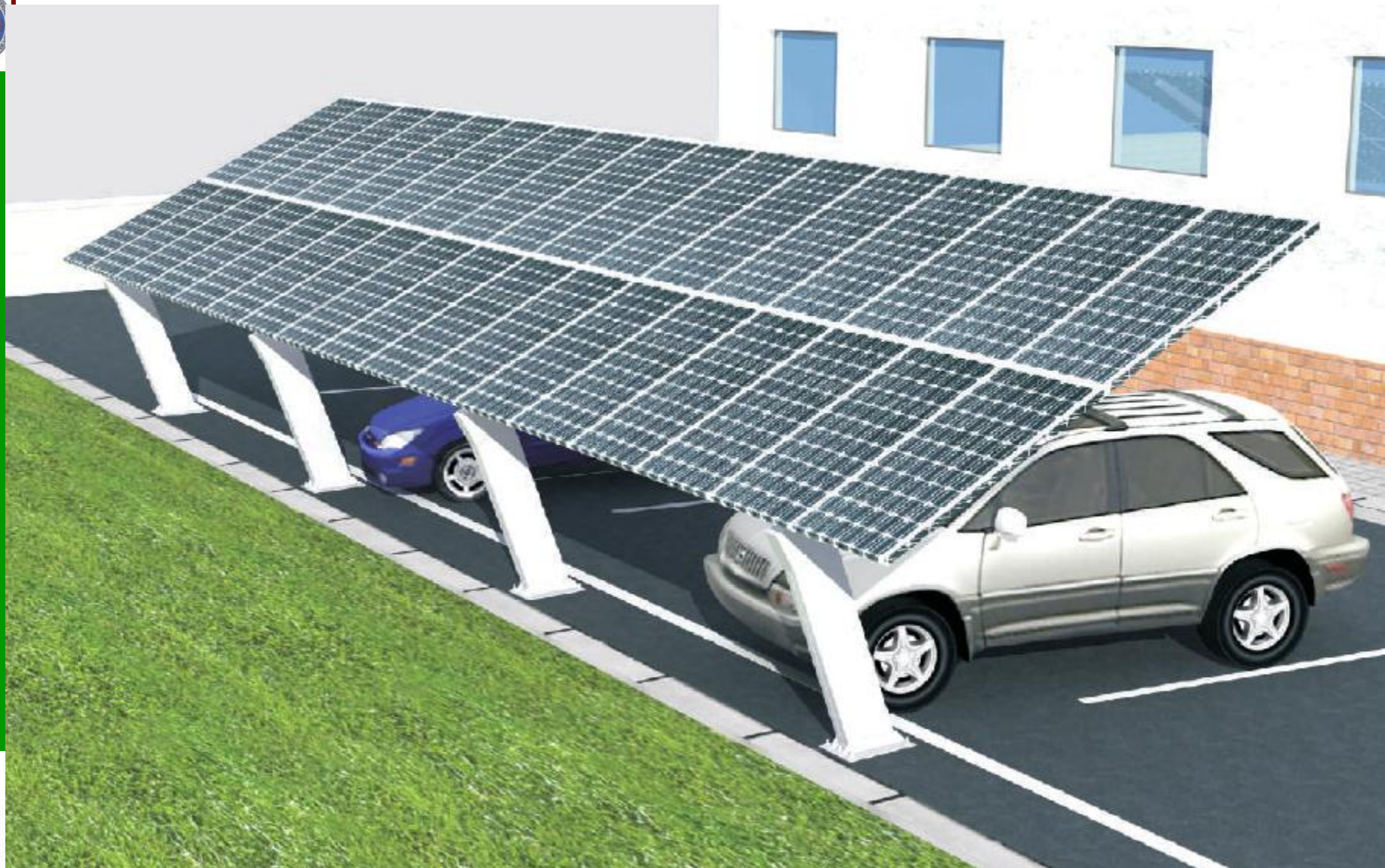
la possibilità di avere a disposizione una così ampia scelta tra le soluzioni possibili necessita, soprattutto in ambito sismico, di una trattazione unitaria delle strutture metalliche la quale deve indirizzare di volta in volta il progettista verso scelte ottimali

LE PENSILINE

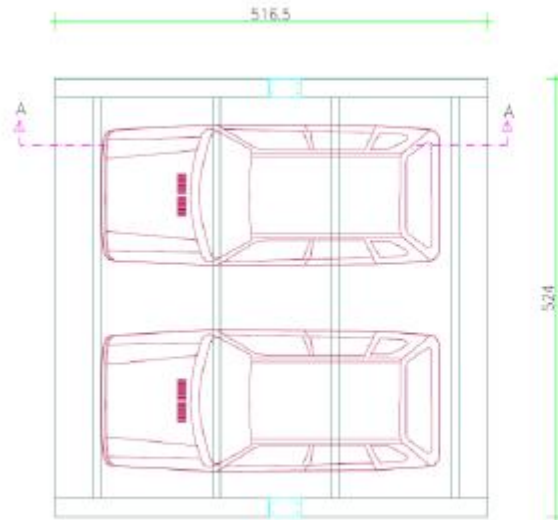
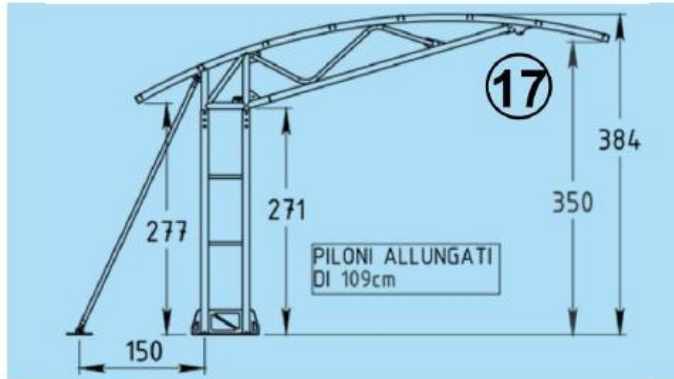




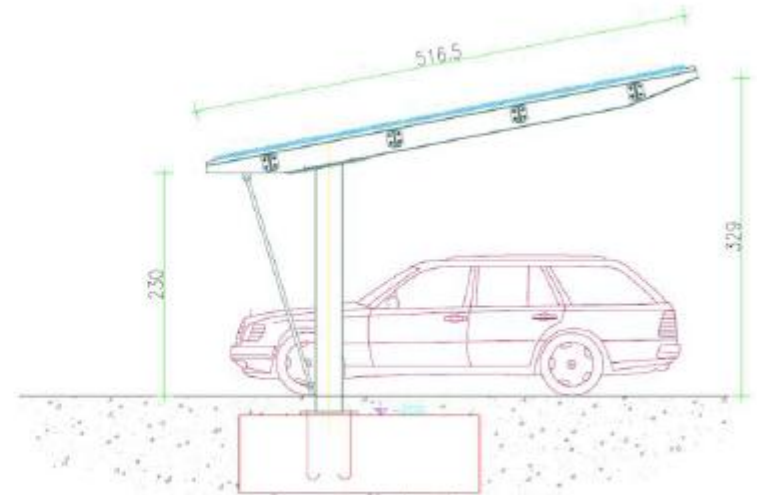
LE PENSILINE



LE PENSILINE



PIANTA



SEZIONE A-A



LE PENSILINE



cortesia di Rossano e associati, Caserta





LE PENSILINE

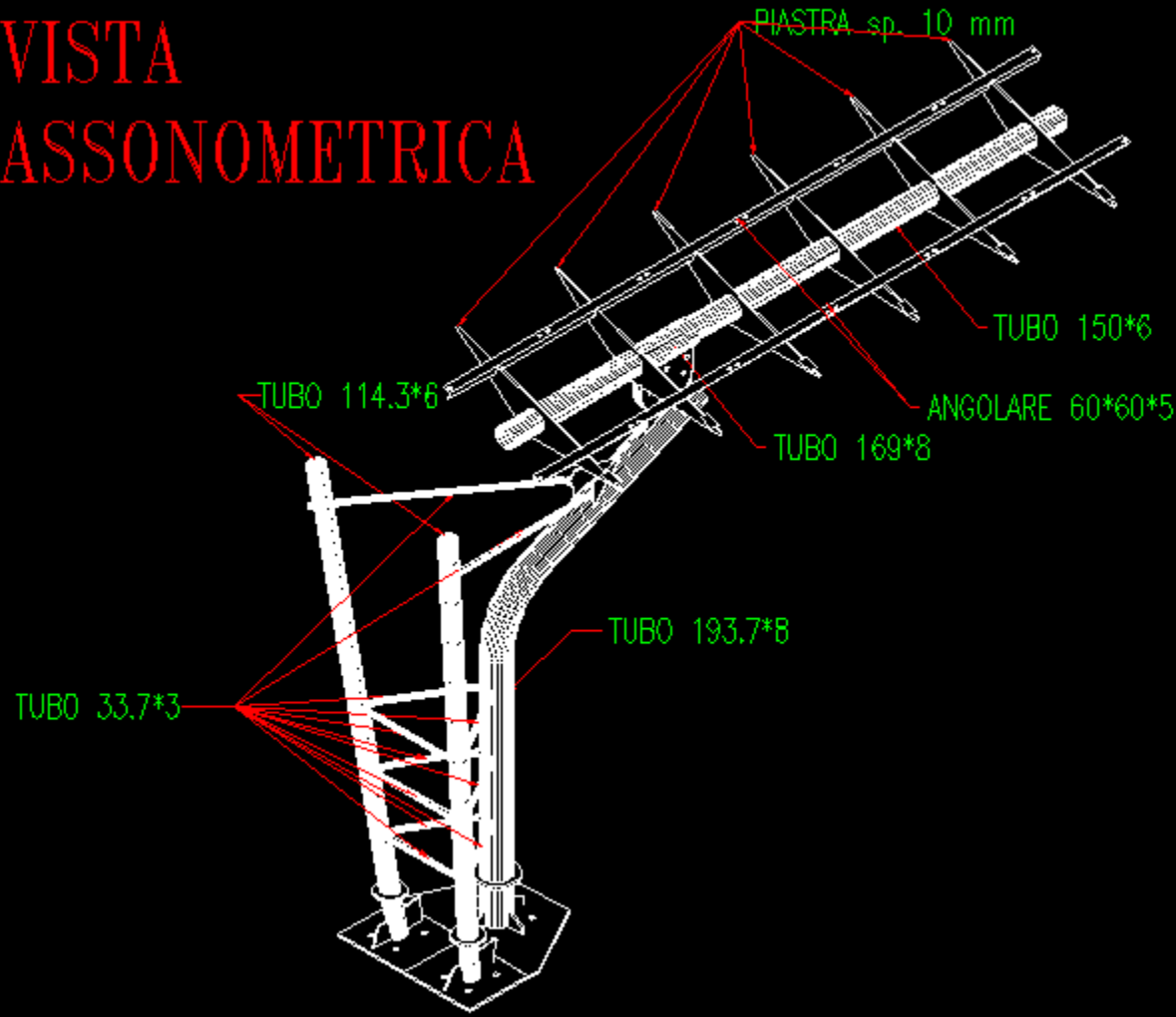


cortesia di Rossano e associati, Caserta

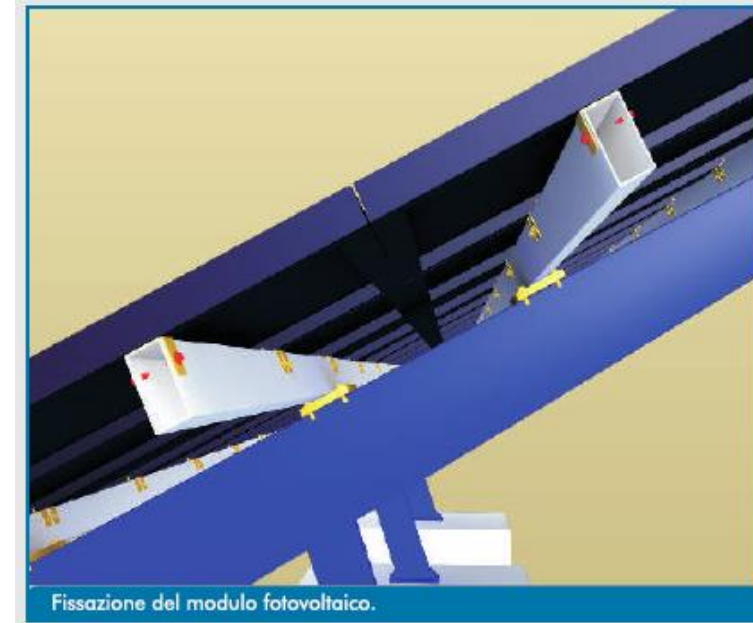
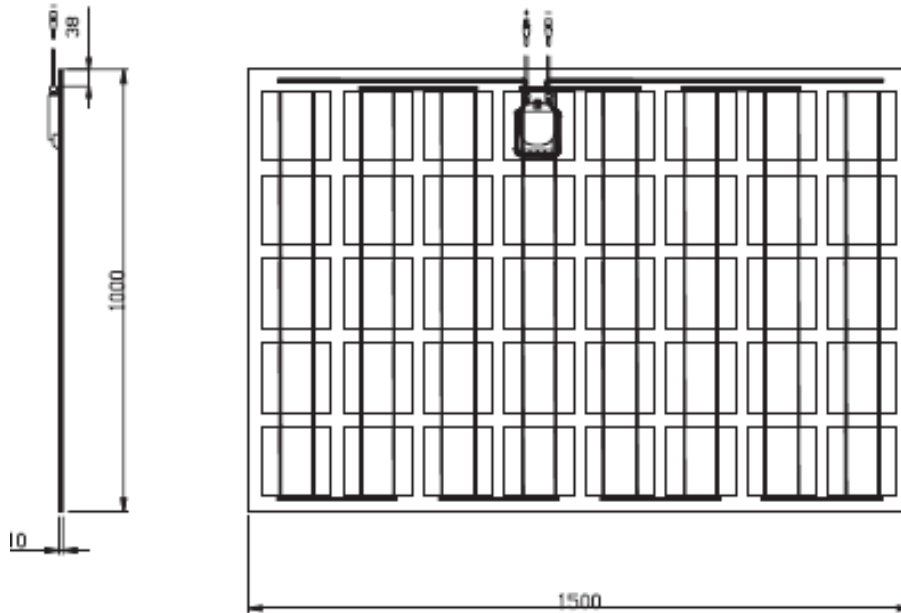


LE PENSILINE

VISTA ASSONOMETRICA



• Spunti di riflessione... I pannelli



Struttura appositamente sviluppata per la fissazione dei moduli solari fotovoltaici (con o senza una cornice) o di calore, aumenti l'efficienza dei moduli fotovoltaici grazie a una miglior ventilazione.

• Spunti di riflessione... I pannelli

Caractéristiques physiques et limites de fonctionnement / Physical characteristics and operating limits

Dimensions / Dimensions	1000 x 1500 mm
Épaisseur avec boîtier de connexions / Thickness, including connection box	30 mm
Poids / Weight	35 kg
Tension maximale de système / Maximum system voltage	1000 V _{cc}
Nombre maximum de modules en série / Maximum no. of modules in series	40
Température de travail / Operating temperature	-40°C a +85°C
Boîtier de connexions / Connection box	IP-65 avec diodes by-pass / IP-65 with by-pass diodes
Câbles de sortie / Output cables	Longueur 1000 mm., Ø 4 mm. / Length of 1000 mm., Ø 4 mm.
Borne de Raccordement / Connection terminal	Connecteur rapide anti-erreur / Error-proof quick connector
Résistance au vent / Wind resistance	130 Km/h
Diamètre de grêlon / Hail diameter	25 mm.
Vitesse d'essai d'impact de grêle / Hail impact test speed	23 m/s
Transparence / Transparency	27%

Données électriques / Electrical details

Puissance crête (±5%) (Wc) / Maximum power (±5%) (Wp)	P _{mp}	145	150	155
Tension point de puissance maximale (V) / Maximum peak power voltage (V)	U _{mp}	19,4	19,6	19,76
Courant point de puissance maximale (A) / Maximum peak power current (A)	I _{mp}	7,5	7,72	7,86
Tension de circuit ouvert (V) / Open circuit voltage (V)	U _{oc}	24,39	24,55	24,59
Courant de court-circuit (A) / Short-circuit current (A)	I _{sc}	8,06	8,2	8,32

Données faisant référence à des conditions d'essai standard (STC): Rayonnement de 1000 W/m² avec spectre solaire AM 1.5 et température de cellule de 25 °C.
Details referring to standard test conditions (STC): Radiation of 1000 W/m² with AM 1.5 spectrum and a cell temperature of 25 °C

Température normale de fonctionnement / Normal operating temperature	NOCT	46±2 °C
Coefficient température de puissance / Power Temperature Coefficient	T _k (P _n)	-0,43 %/°C
Coef. temp. tension de circuit ouvert / Open circuit voltage temperature coefficient	T _k (V _{oc})	-85,14 mV/°C
Coef. temp. courant de court-circuit / Short-circuit current temperature coefficient	T _k (I _{sc})	+3,5 mA/°C

NOCT: Température nominale de fonctionnement des cellules: Rayonnement de 800 W/m², température ambiante de 20 °C, vitesse du vent 1 m/s.
NOCT: Normal operating cell temperature: Radiation of 800 W/m², ambient temperature of 20 °C, Wind speed of 1 m/s

Spunti di riflessione...

Materiali per uso strutturale

Capitolo 11 – Materiali e prodotti per uso strutturale

- I materiali per uso strutturale devono essere:
 - Identificati univocamente dal produttore;
 - Qualificati dal produttore secondo procedure applicabili;
 - Accettati dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione della documentazione di qualificazione ed eventuali prove sperimentali

Spunti di riflessione...

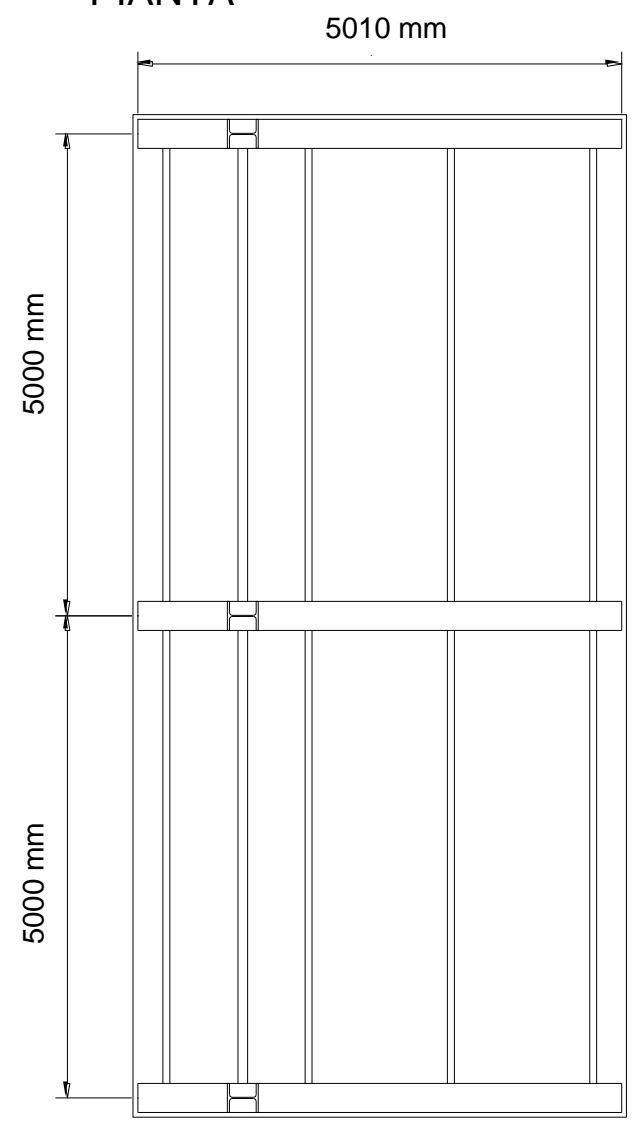
Materiali per uso strutturale

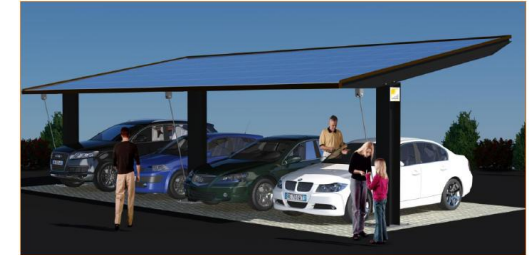
Capitolo 11 – Materiali e prodotti per uso strutturale

- (A) Materiali e prodotti per i quali è disponibile una norma europea armonizzata, solo Marcatura CE
- (B) Materiali e prodotti per i quali non è disponibile una norma europea armonizzata per i quali sono previste procedure di qualificazione nelle NTC2008
- (C) Materiali e prodotti innovativi, Marcatura CE, Benestare Tecnici Europei (ETA), Idoneità Tecnica all'Impiego CSLLP



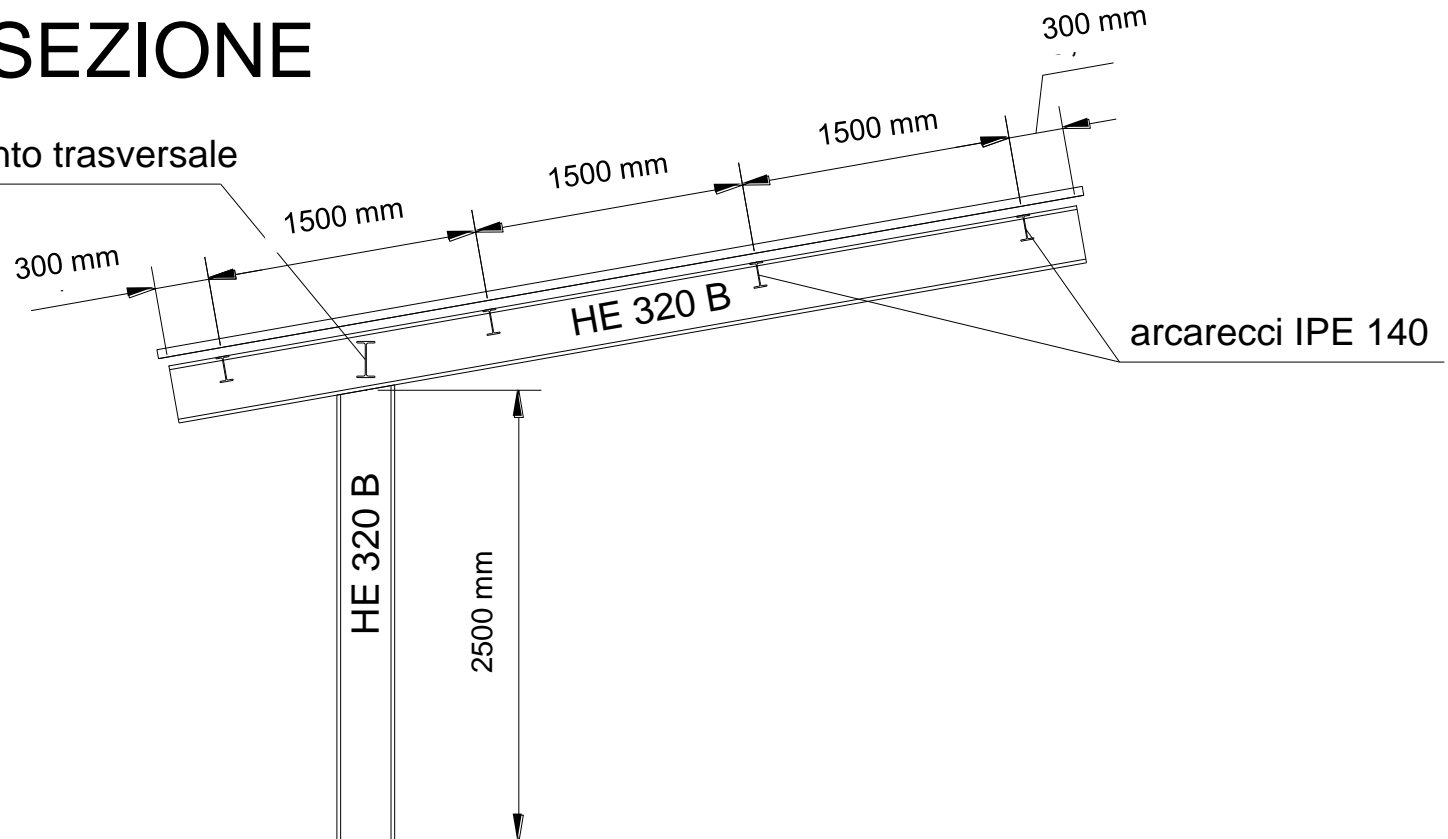
PIANTA





SEZIONE

trave di irrigidimento trasversale





Carico neve

Si calcola il carico neve secondo il punto 3.4 delle NTC 2008

Si considera un'altezza del sito (città di Pistoia): $a_s = 67$ m

La zona di riferimento è II

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.10)$$

dunque: $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Il coefficiente di esposizione è pari a: $C_E = 1,0$ (vedi tab. 3.4.I)

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Il coefficiente termico è pari a: $C_t = 1$.



Per quanto riguarda il coefficiente di forma, trattandosi di copertura ad una falda, è sempre: $\mu_1 = 0.8$ indipendentemente dall'angolo di inclinazione (punto 3.4.5.2)

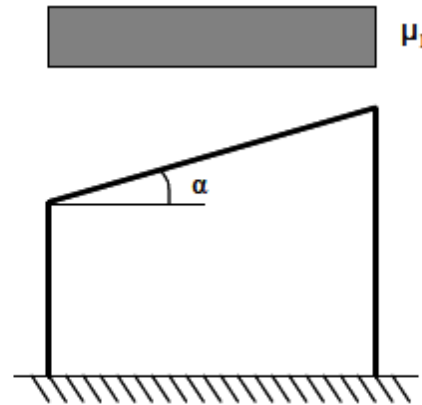


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

In definitiva il carico provocato dalla neve è pari a:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,80 \text{ kN/m}^2.$$



Carico da vento

Si calcola il carico neve secondo il punto 3.3 delle NTC 2008 e C3.3 della Circolare 2009

Si considera un'altezza del sito (città di Pistoia): $a_s = 67$ m

La zona di riferimento è 3 (tab. 3.3.I)

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = (1/2) \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

classe di rugosità A: aree urbane (tab. 3.3.III)

categoria di esposizione IV: entro 30 km dal mare.



Dunque i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (tab. 3.3.II) sono:

$$k_r = 0,22$$

$$z_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

l'altezza dal suolo dell'elemento considerato è pari a: $z = 2,50 \text{ m}$.

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$
(3.3.5)

Il coefficiente di topografia si assume pari a: $c_t = 1$

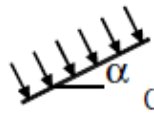
Siamo nel caso $z = 2,50\text{m} < z_{\min} = 8 \text{ m}$

$$c_e = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln(8/0.30) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(8/0.30)] = 1,63.$$



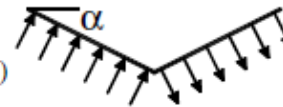
Il coefficiente di forma è definito secondo le indicazioni del punto C3.3.10 della Circolare 2009.

Uno spiovente piano



$$C_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$$

Due spioventi piani con impluvio



$$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$$

$$C_p = 0,6$$

Figura C3.3.4 Valori di c_p per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

Dunque nel caso di spiovente piano:

$$c_p = \pm 1,2 \cdot (1 + \sin \alpha) = \pm 1,2 \cdot (1 + \sin 10^\circ) = \pm 1,41.$$

In definitiva, la pressione del vento (statica equivalente) sulla pensilina è pari a:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \cdot 1,63 \cdot 1,41 \cdot 1 = 1048 \text{ N/m}^2 = 1,05 \text{ kN/m}^2.$$



In corrispondenza delle travi e delle colonne, il coefficiente di forma è funzione del rapporto $\varphi = S_p/S$, dove:

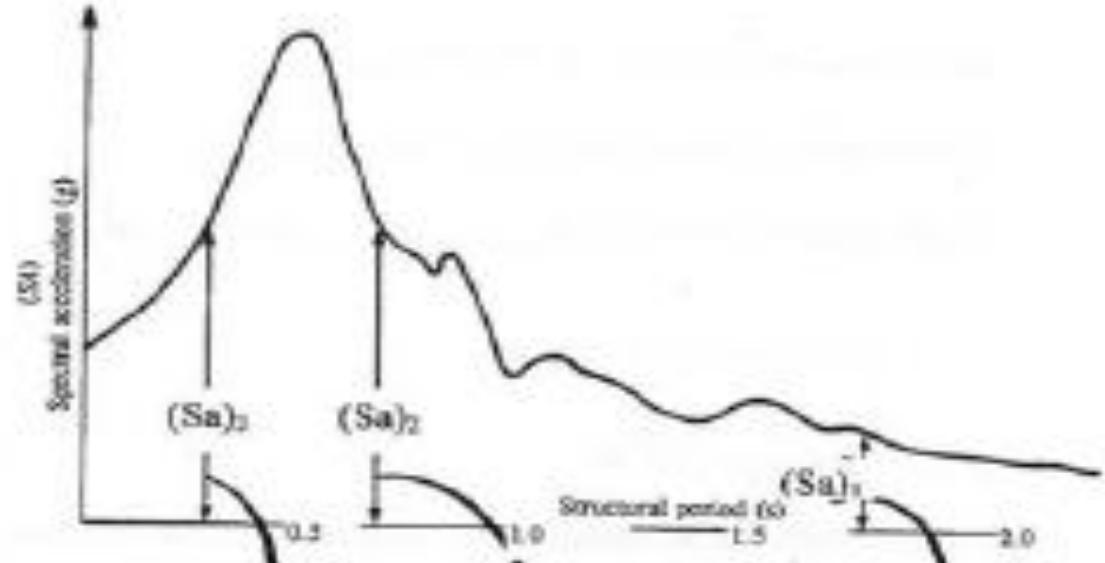
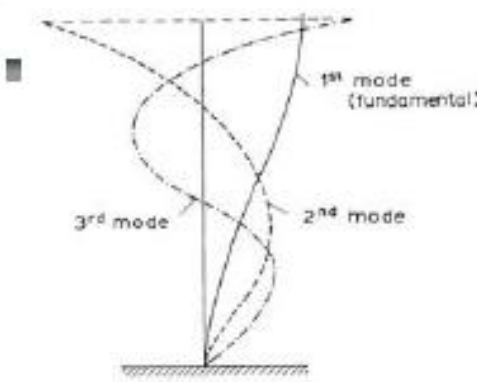
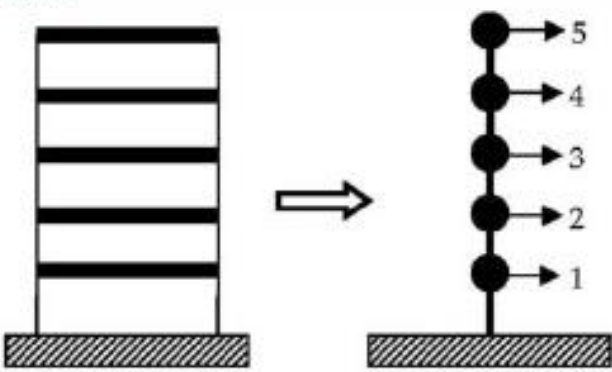
S_p = superficie della parte piena della trave

S = superficie delimitata dal contorno della trave.

Adottando travi piene $\rightarrow \varphi = 1$

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,4$$

dunque la pressione su travi e colonne è uguale alla pressione sulla pensilina.

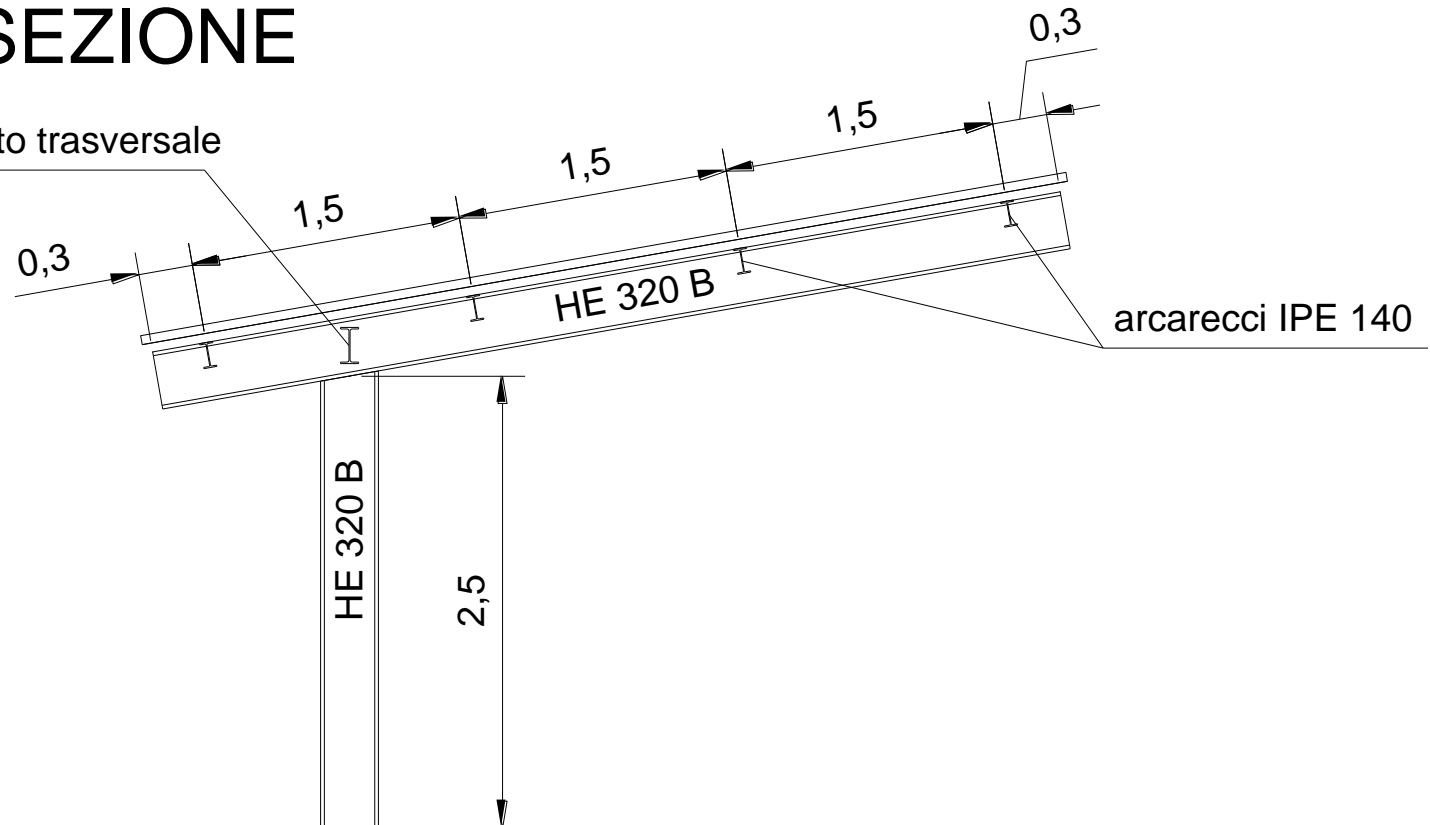


Mode No	1	2	3
Period	$T_1 = 0.34 \text{ sec}$	$T_2 = 0.65 \text{ sec}$	$T_3 = 0.17 \text{ sec}$
Base shear Weight	$V_1 = 0.05 (Sa)_1$	$V_2 = 0.13 (Sa)_2$	$V_3 = 0.75 (Sa)_3$



SEZIONE

trave di irrigidimento trasversale



Spunti di riflessione...

- Le pensiline sono elementi rilevanti dell'arredo urbano;
- Il disegno dei componenti e dei sistemi è generalmente condizionato da aspetti formali rilevanti;
- Si rileva la presenza di sistemi ottimizzati per l'integrazione dei sistemi di produzione energetica alternativa;

Spunti di riflessione...

- Il progetto strutturale non può essere un mero trasferimento degli aspetti 'formali' in una modellazione matematica;
- Il livello dell'analisi e la complessità delle procedure di progetto dipendono dalla capacità di ottimizzare gli aspetti formali, strutturali ed energetici;

Elementi per la progettazione

- Inquadramento delle NTC 2008;
- Inquadramento delle verifiche su travi;
- Inquadramento dei limiti di deformabilità;
- Inquadramento delle verifiche su colonne;
- Dimestichezza con le verifiche dei collegamenti;

QUADRO NORMATIVO ANTECEDENTE AL D.M. 14-01-2008

➤ **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086:** “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

D.M. 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”

C. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09/01/1996.

Sezione I

Prescrizioni generali e comuni

1. OGGETTO.

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni di acciaio relative ad opere di ingegneria civile, eccettuate quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I dati sulle azioni da considerare nei calcoli sono quelli di cui alle norme tecniche "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi", emanate in applicazione dell'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

Nell'ambito di una stessa struttura non è consentito adottare regole progettuali ed esecutive provenienti parte dalla sez. II e parte dalla sez. III ovvero in parte derivante dall'uso del metodo delle tensioni ammissibili.

Nella progettazione si possono adottare metodi di verifica e regole di dimensionamento diversi da quelli contenuti nelle presenti norme tecniche (Sez. II o Sez. III) purché fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali scientificamente comprovati e purché venga conseguita una sicurezza non inferiore a quella qui prescritta.

Nella progettazione si possono adottare i metodi di calcolo indicati nella CNR 10011-86 "Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione" (Bollettino Ufficiale CNR - XXVI - n. 164 - 1992).

QUADRO NORMATIVO ANTECEDENTE AL D.M. 14-01-2008

➤ **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086**: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

D.M. 14/02/1992:: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”

C. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09/01/1996.

➤ **Legge 02/02/74 n. 64**: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 16/01/1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”

Circolare Min. LL.PP. 10/04/1997 n. 65: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.

Ordinanza n. 3431 del 10/05/2005: del Presidente del Consiglio dei Ministri, "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003", Allegato: "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici."



QUADRO NORMATIVO ANTECEDENTE AL D.M. 14-01-2008

➤ **D.M. 16-01-1996**: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996 n. 156: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996

➤ **EUROCODE 0**: Basis of structural design

➤ **EUROCODE 1**: Action on Structures

➤ **EUROCODE 8**: Design of structures for earthquake resistance

STRUTTURE IN ACCIAIO

➤ **CNR 10011/97**: "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione" ed. 1992,1997

➤ **CNR 10021/85**: "Strutture in acciaio per apparecchi di sollevamento"

➤ **CNR 10022/84**: "Profilati di acciaio formati a freddo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"

➤ **CNR 10029/87**: "Costruzioni in acciaio ad elevata resistenza. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione "

➤ **CNR 10030/87**: "Anime irrigidite di travi a parete piena "

➤ **EUROCODE 3-EN 1993**: Design of Steel Structures

NORMATIVA EUROPEA SULLE STRUTTURE IN ACCIAIO

- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
- UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali
- UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere – Ciminiere
- UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos
- UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi
- UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
- UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

USO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

il D. M. 14-01-2008: “norme tecniche per le costruzioni” (N.T.C.) recepisce molti degli aspetti contenuti negli EUROCODICI 3 e 8 (parte acciaio) limitando quasi totalmente l’uso dei metodi di calcolo alle tensioni ammissibili ed introducendo il calcolo plastico come metodo base per la verifica delle membrature e dei collegamenti

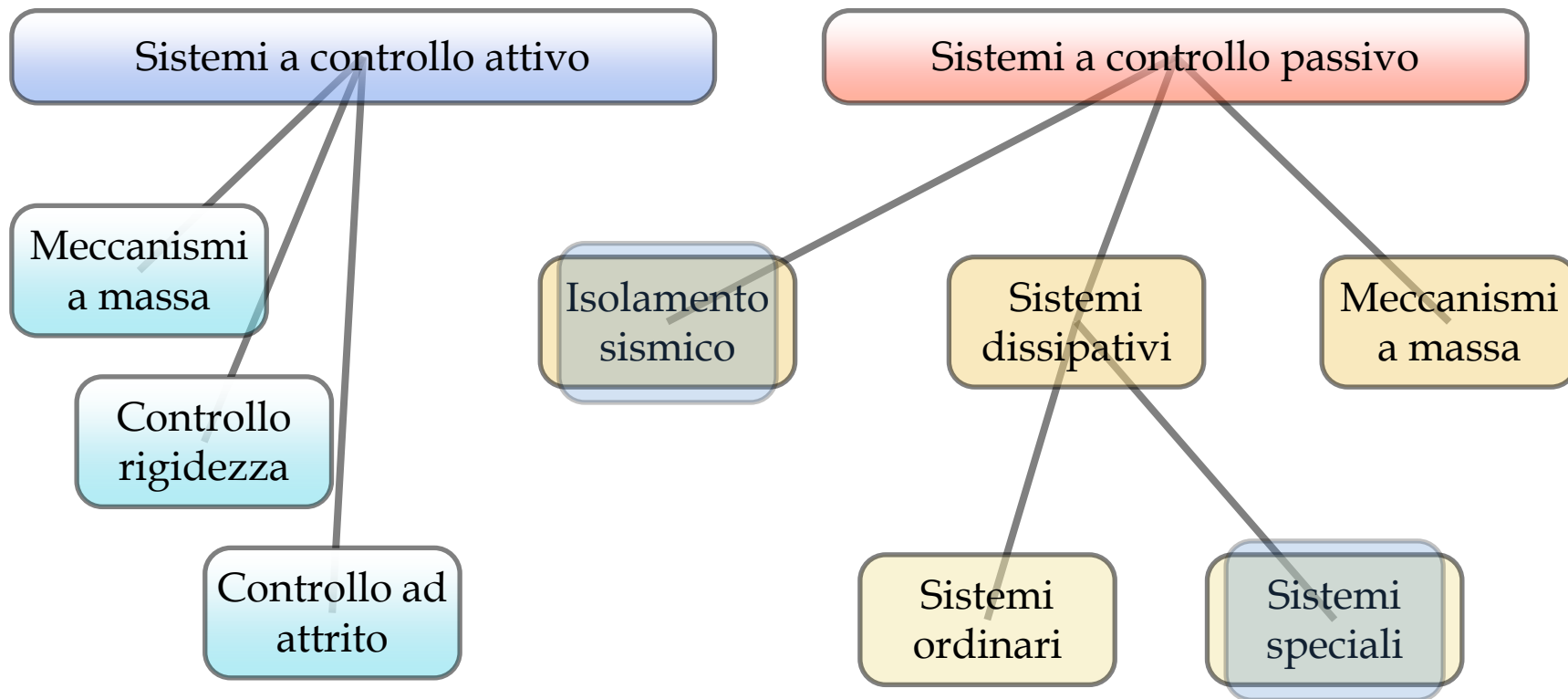
Tensioni ammissibili:

Metodo di calcolo utilizzabile per strutture di minore importanza sia in termini di progettazione che di destinazione d’uso, ubicate in zone di ridotta pericolosità sismica.

Costruzioni di Tipo 1 e 2 e Classe d’uso I o II, purchè ricadenti in Zona 4.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a _g /g]
1	> 0,25
2	0,15-0,25
3	0,05-0,15
4	<0,05

Prestazioni dei sistemi strutturali



Prestazioni dei sistemi strutturali

Sottosistema portante per azioni gravitazionali

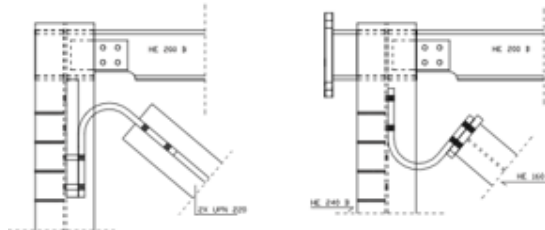
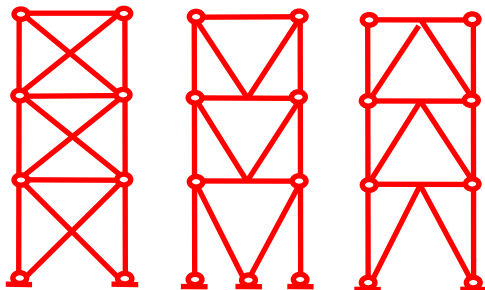
Sistemi di piano in struttura composta acciaio-calcestruzzo



Prestazioni dei sistemi strutturali

Sistema portante per azioni laterali

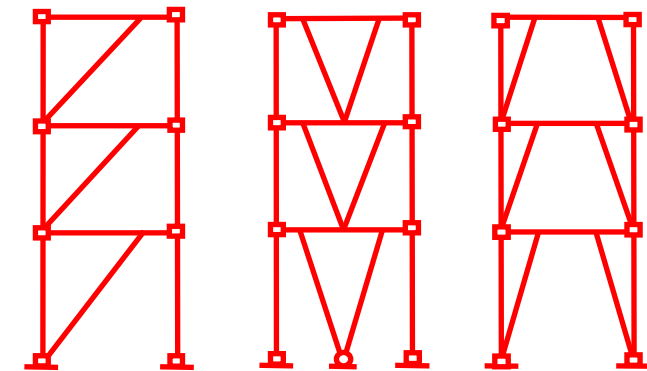
Sistemi sismo-resistenti con controventi concentrici



Prestazioni dei sistemi strutturali

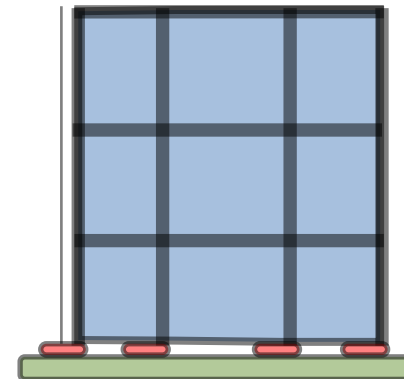
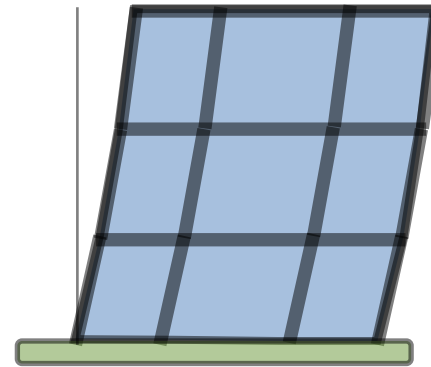
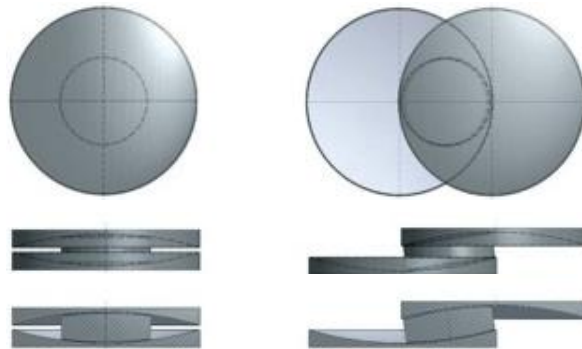
Sistemi portanti per azioni laterali

Sistemi sismo-resistenti con controventi concentrici



Prestazioni dei sistemi strutturali

Sistemi di dissipazione di isolamento



LE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

➤ **D.M.14-01-2008**: Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circolare Min. LL.PP. 2/02/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

REGOLE GENERALI PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2	COSTRUZIONI DI ACCIAIO
4.2.1	Materiali
4.2.2	Valutazione della sicurezza.....
4.2.3	Analisi strutturale
4.2.4	Verifiche.....
4.2.5	Verifiche per situazioni progettuali transitorie.....
4.2.6	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali.....
4.2.7	Progettazione integrata da prove
4.2.8	Unioni
4.2.9	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione.....
4.2.10	Criteri di durabilità
4.2.11	Resistenza al fuoco.....



- STATI LIMITE
- ANALISI STRUTTURALE
- CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI
- AREA EFFICACE
- VERIFICHE DI RESISTENZA
- VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.5	COSTRUZIONI D'ACCIAIO
7.5.1	Caratteristiche dei materiali
7.5.2	Tipologie strutturali e fattori di struttura
7.5.3	Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi
7.5.4	Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate
7.5.5	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici
7.5.6	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici

MATERIALE

11.3	ACCIAIO
11.3.1	Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio
11.3.2	Acciaio per cemento armato
11.3.3	Acciaio per cemento armato precompresso.
11.3.4	Acciai per strutture metalliche e per strutture composte

LE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

➤ **D.M.14-01-2008**: Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circolare Min. LL.PP. 2/02/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

REGOLE GENERALI PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2	COSTRUZIONI DI ACCIAIO
4.2.1	Materiali
4.2.2	Valutazione della sicurezza.....
4.2.3	Analisi strutturale
4.2.4	Verifiche.....
4.2.5	Verifiche per situazioni progettuali transitorie...
4.2.6	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali.
4.2.7	Progettazione integrata da prove
4.2.8	Unioni
4.2.9	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione.....
4.2.10	Criteri di durabilità
4.2.11	Resistenza al fuoco.....

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.5	COSTRUZIONI D'ACCIAIO
7.5.1	Caratteristiche dei materiali
7.5.2	Tipologie strutturali e fattori di struttura
7.5.3	Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi
7.5.4	Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate.....
7.5.5	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici
7.5.6	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici ..

MATERIALE

11.3	ACCIAIO
11.3.1	Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio
11.3.2	Acciaio per cemento armato
11.3.3	Acciaio per cemento armato precompresso.
11.3.4	Acciai per strutture metalliche e per strutture composte

GERARCHIA DELLE RESISTENZE:

- INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE DISSIPATIVE
- INDIVIDUAZIONE DEI MECCANISMI FRAGILI
- ACCIAI DUTTILI
- CONTROLLO DELLA SOVRARESISTENZA (f_u/f_y)
- FATTORE DI STRUTTURA “q” APPROPRIATO



LE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

➤ **D.M.14-01-2008**: Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circolare Min. LL.PP. 2/02/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

REGOLE GENERALI PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2	COSTRUZIONI DI ACCIAIO
4.2.1	Materiali
4.2.2	Valutazione della sicurezza.....
4.2.3	Analisi strutturale
4.2.4	Verifiche.....
4.2.5	Verifiche per situazioni progettuali transitorie...
4.2.6	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali.
4.2.7	Progettazione integrata da prove
4.2.8	Unioni
4.2.9	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione.....
4.2.10	Criteri di durabilità
4.2.11	Resistenza al fuoco.....

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.5	COSTRUZIONI D'ACCIAIO
7.5.1	Caratteristiche dei materiali
7.5.2	Tipologie strutturali e fattori di struttura
7.5.3	Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi
7.5.4	Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate.....
7.5.5	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici
7.5.6	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici ..

MATERIALE

11.3	ACCIAIO
11.3.1	Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio
11.3.2	Acciaio per cemento armato
11.3.3	Acciaio per cemento armato precompresso.
11.3.4	Acciai per strutture metalliche e per strutture composte



- CLASSIFICAZIONE ACCIAI
- ACCIAIO PER BULLONATURE
- ACCIAIO PER SALDATURE
- CONTROLLO DELLA SOVRARESISTENZA (f_u/f_y)

IL MATERIALE ACCIAIO SECONDO LE N.T.C.

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 *Poisson* $\nu = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
(per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)
- peso specifico (densità) $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche, il prelievo di saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, UNI-EN 10002-1:2004 e UNI EN 10045-1:1992

IL MATERIALE ACCIAIO SECONDO LE N.T.C.

VALORI NOMINALI DELLE TENSIONI CARATTERISTICHE DI SNERVAMENTO f_{yk} E DI ROTTURA f_{tk}

CNR 100011-97

N.T.C.

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

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

Profili cavi

Prospetto 2-II

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

1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7805 e UNI 7810, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².
3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

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

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t < 40 mm		40 mm < t < 80 mm	
	f_{tk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{tk} [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

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

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

IL MATERIALE ACCIAIO SECONDO LE N.T.C.

VALORI NOMINALI DELLE TENSIONI CARATTERISTICHE DI SNERVAMENTO f_{yk} E DI ROTTURA f_{tk}

N.T.C.

4.2.4.1.1 Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.2.4)$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.V. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

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

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.1.1. Acciaio laminato

CNR 100011-97

Per gli acciai laminati di cui al punto 2.2, si possono assumere per la resistenza di progetto e la tensione ammissibile i valori riportati nei prospetti 4-la e 4-lb rispettivamente.

Prospetto 4-la

Materiale	Stato limite	
	f_t N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	235	210
Fe 430	275	250
Fe 510	355	315

t = spessore in mm.

Prospetto 4-lb

Materiale	Tensione ammissibile	
	σ_{adm} N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210

t = spessore in mm.

SALDATURE

- ❑ Le caratteristiche dei materiali di apporto devono essere, salvo casi particolari indicati dal progettista, equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate

BULLONI

	Normali			Alta resistenza	
classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

SPECIFICHE PER ACCIAI DA CARPENTERIA IN ZONA SISMICA

- ❑ Per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (*NOMINALE*) e la tensione di snervamento f_{yk} (*NOMINALE*) deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura misurato su provino standard deve essere non inferiore al 20%;
- ❑ La tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1.2f_{yk}$
- ❑ I collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito.

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

LE COSTRUZIONI METALLICHE STATI LIMITE

- STATI LIMITE ULTIMI

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

LE COSTRUZIONI METALLICHE

STATI LIMITE

• STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

MODALITÀ DI ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il **comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.**

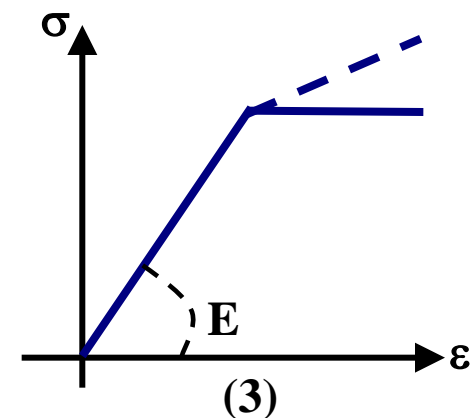
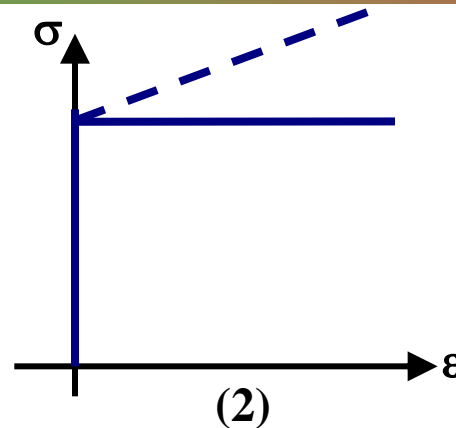
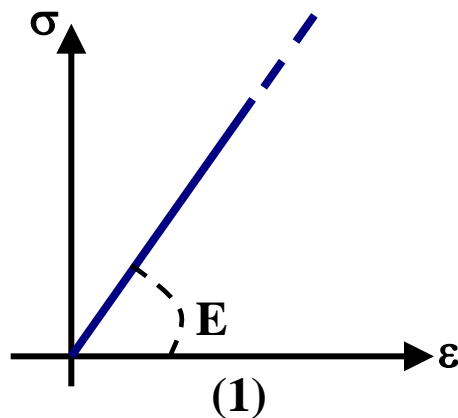
I METODI DI ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA SONO:

Metodo elastico: Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione deformazione sia infinitamente lineare (1)

Metodo plastico: Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche (2)

ATTENZIONE!!!

I metodi di analisi che prevedono l'escursione in campo plastico di alcune sezioni non sono sempre applicabili. devono essere verificate determinate condizioni. una tra queste riguarda la tipologia delle sezioni, la cui capacità resistente non deve essere inficiata da fenomeni di instabilità locale



CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Ai fini delle analisi e delle verifiche è necessario tenere in considerazione la tipologia delle sezioni presenti nella struttura. scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni in acciaio

Instabilità locale



4.2.3.1 Classificazione delle sezioni

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

$$C_\theta = \vartheta_x / \vartheta_y - 1 \quad (4.2.1)$$

essendo ϑ_x e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$

classe 2 quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$

classe 3 quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere 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 in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tab. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

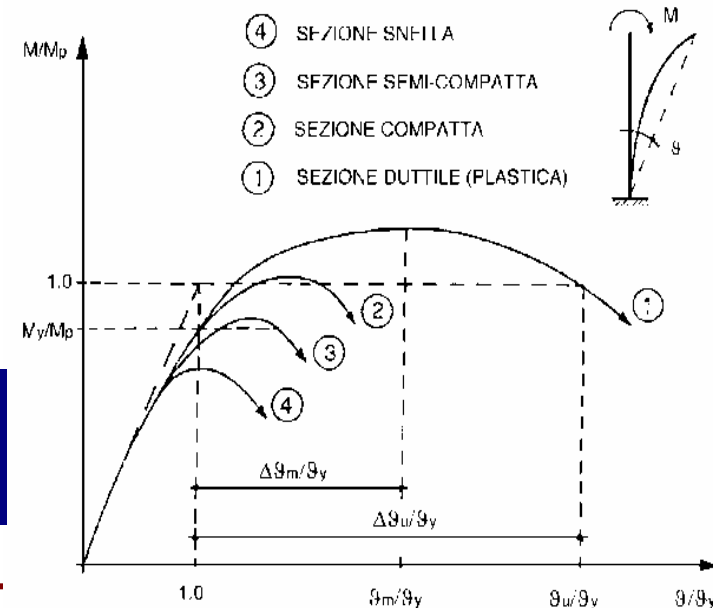
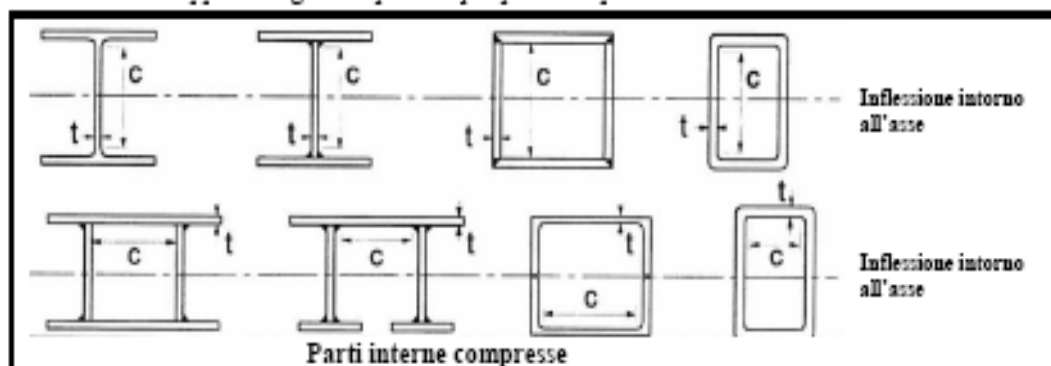


Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse



CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

LA SEZIONE È IN GENERE CLASSIFICATA SECONDO LA CLASSE PIÙ SFAVOREVOLE DELLE SUE PARTI COMPRESSE. LA CLASSE DI UNA SEZIONE COMPOSTA CORRISPONDE AL VALORE PIÙ ALTO TRA QUELLI DEI SUOI ELEMENTI COMPONENTI

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: o/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: o/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: o/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: o/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: o/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: o/t \leq 62\alpha(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

LA SEZIONE È IN GENERE CLASSIFICATA SECONDO LA CLASSE PIÙ SFAVOREVOLE DELLE SUE PARTI COMPRESSE. LA CLASSE DI UNA SEZIONE COMPOSTA CORRISPONDE AL VALORE PIÙ ALTO TRA QUELLI DEI SUOI ELEMENTI COMPONENTI

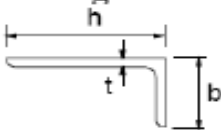
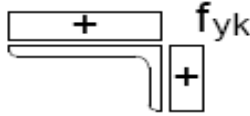
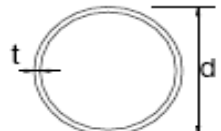
Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Piattabande esterne				
		Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate		
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ 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

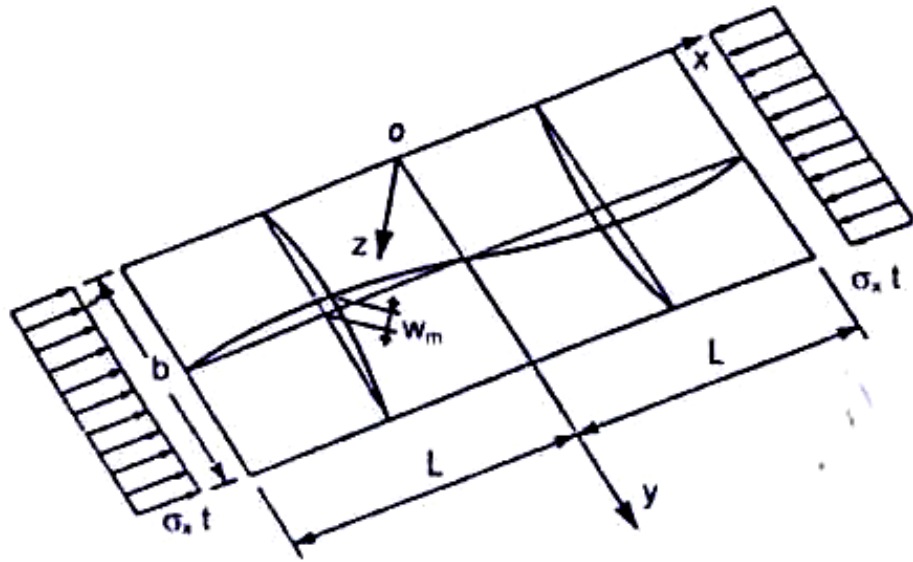
CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

LA SEZIONE È IN GENERE CLASSIFICATA SECONDO LA CLASSE PIÙ SFAVOREVOLE DELLE SUE PARTI COMPRESSE. LA CLASSE DI UNA SEZIONE COMPOSTA CORRISPONDE AL VALORE PIÙ ALTO TRA QUELLI DEI SUOI ELEMENTI COMPONENTI

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

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

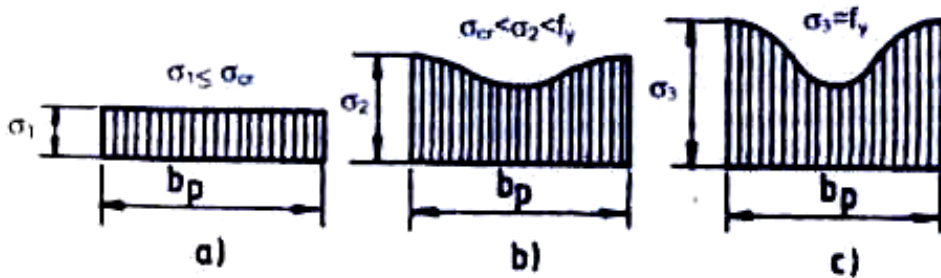
STABILITÀ DEI PANNELLI SOGGETTI A COMPRESSIONE: AREA EFFICACE



La verifica di stabilità dei **pannelli compressi** si conduce considerando la **sezione efficace del pannello**. L'area della sezione efficace è definita come

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$$

dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.



STABILITÀ DEI PANNELLI SOGGETTI A COMPRESSIONE: AREA EFFICACE

Nel caso dei pannelli non irrigiditi il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1.0 \quad \text{if } \bar{\lambda}_p \leq 0.673$$

$$\rho = \frac{1.0 - 0.22/\bar{\lambda}_p}{\bar{\lambda}_p} \quad \text{if } \bar{\lambda}_p > 0.673$$

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

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

Nel caso dei pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

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

Per entrambi i casi la snellezza λ_p è definita come

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

STABILITÀ DEI PANNELLI SOGGETTI A COMPRESSIONE: AREA EFFICACE

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

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

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

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

METODI DI ANALISI GLOBALE

Metodo elastico (E)

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi. La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni snelle (classe 3 o 4)

Metodo plastico (P)

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1

Metodo elasto-plastico (EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso. Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte ^(*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

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

La capacità resistente delle sezioni si valuta con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

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

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

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Il metodo può applicarsi solo a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

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

Il metodo può applicarsi a qualunque tipo di sezione a patto di far riferimento alla sezione efficace nel caso di sezione di classe 4

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

VERIFICA IN CAMPO ELASTICO

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

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

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (4.2.5)$$

dove:

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

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

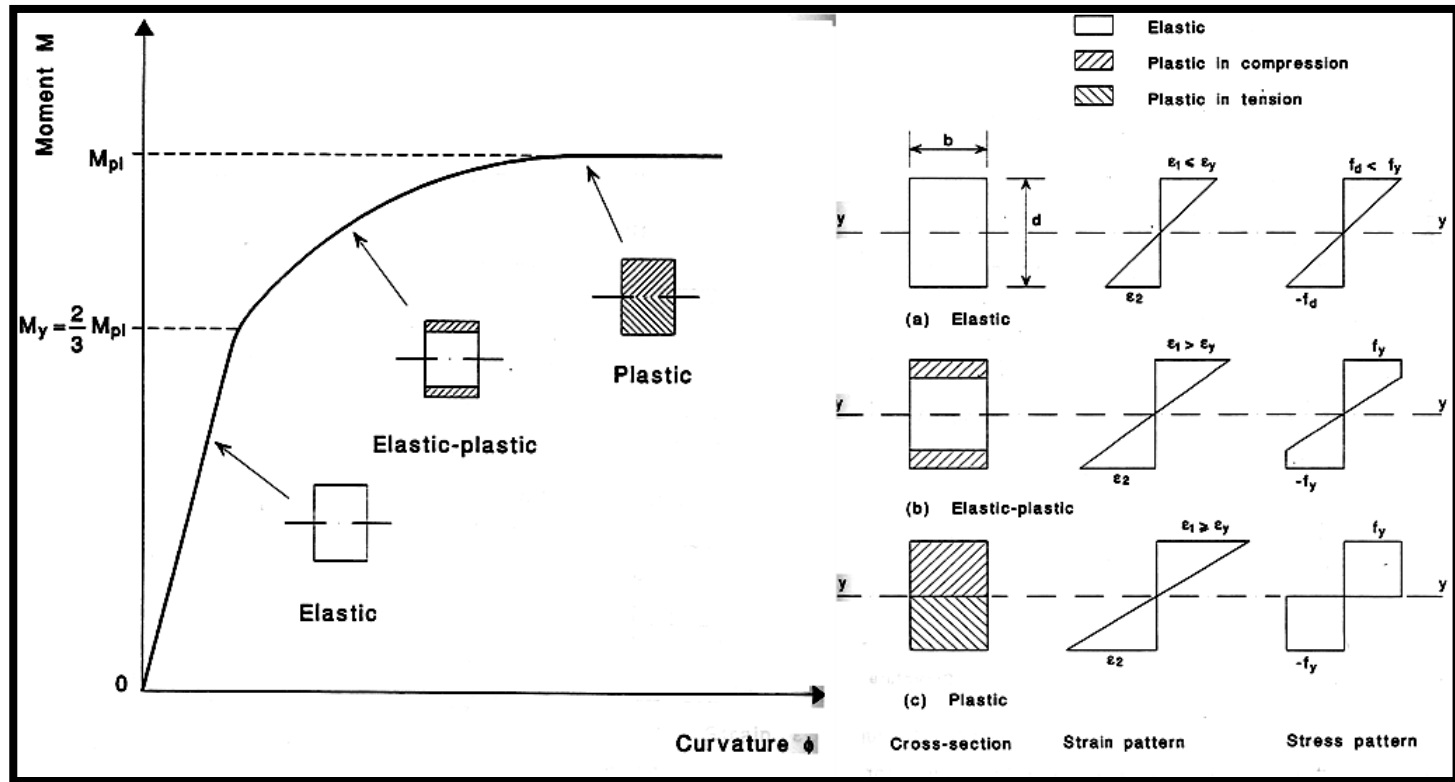
τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

VERIFICA IN CAMPO PLASTICO

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

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

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE



VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

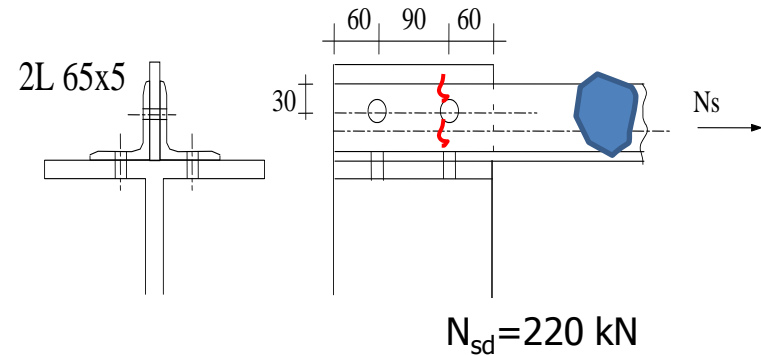
TRAZIONE SEMPLICE

Angolari: 2 L 65*5 → A=6,34 cmq

Acciaio: S235 → $f_y=235$ MPa; $f_u=360$ MPa

Bulloni: M16 → $d_0=18$ mm

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

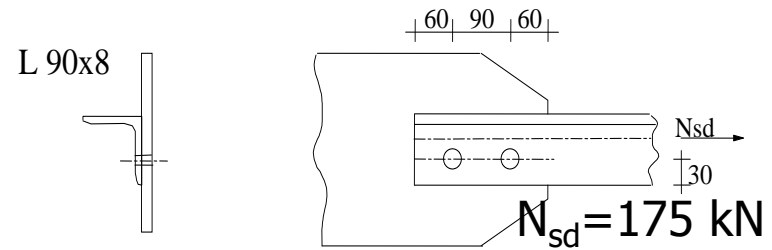


$N_{t,Rd} = \min\left(N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}; N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}\right)$		$\gamma_{M0}=1,05; A_{net}=A-\sum d_0 t$ $\gamma_{M2}=1,25;$
$N_{pl,Rd} = \frac{634 \times 2 \times 235}{1,05} = 283,79 \text{ KN}$		
$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{360 \times 2 \times (634 - 2 \times 18 \times 5)}{1,25} = 235,35 \text{ KN}$		
$N_{t,Rd} > N_{sd}$		VERIFICA SODDISFATTA
\Rightarrow		$N_{u,Rd} < N_{pl,Rd} \Rightarrow \text{rottura fragile}$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

TRAZIONE SEMPLICE IN ASTE CON DOPPIA ECCENTRICITÀ

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



Angolare: L 90*8 ; Acciaio: S235
Bulloni: M22 → $d_0 = 24$ mm

con 1 bullone:
$$N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0) f_u}{\gamma_{M2}}$$

con 2 bulloni:
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

con 3 o più bulloni:
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Fattori riduttivi β_2 e β_3

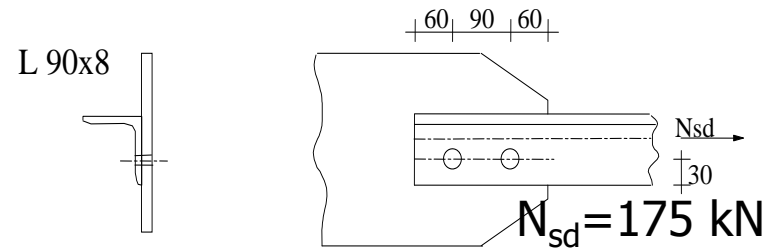
Passo p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 bulloni β_2	0,4	0,7
3 o più bulloni β_3	0,5	0,7

β_2 e β_3 sono fattori riduttivi dipendenti dal passo p_1 indicati nel prospetto 6.5.1; per valori intermedi di p_1 il valore di β può essere determinato mediante interpolazione lineare;

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

TRAZIONE SEMPLICE IN ASTE CON DOPPIA ECCENTRICITÀ

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



Angolare: L 90*8 ; Acciaio: S235
Bulloni: M22 → $d_0 = 24$ mm

$$\text{passo} = 90 \text{ mm} \Rightarrow \beta_2 = 0,55 \quad N_{u,Rd} = \frac{0,55 \times (1390 - 24 \times 8) \times 360}{1,20} = 197,67 \text{ KN}$$

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

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

**L'APPLICAZIONE PROPOSTA È STATA SVOLTA SECONDO EC.3
IN QUANTO IL D.M. 14-01-2008 NON FORNISCE INDICAZIONI**

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

COMPRESSIONE SEMPLICE SENZA INSTABILITÀ

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

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

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

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M,0}}$$



Sezioni di classe 1, 2 e 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M,0}}$$



Sezioni di classe 4

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA COMPRESSA

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

Se il fenomeno di instabilità flessionale si manifesta prima di altre forme di instabilità, il valore critico associato risulta:









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

E = modulo di elasticità

I = inerzia della sezione trasversale nel piano di instabilità

$l_{cr} = \beta \cdot l$ = lunghezza di libera inflessione nel piano di instabilità (valori max: 200-250)

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

Se le ipotesi della teoria Euleriana fossero verificate e se la snellezza dell'asta ($\lambda = l_{cr}/i$) risultasse superiore alla cosiddetta snellezza di proporzionalità $\lambda_1 = \sqrt{E/f_y}$, che rappresenta il limite di snellezza al di sotto del quale l'asta si plasticizza prima di instabilizzarsi, allora la verifica della colonna oggetto di studio sarebbe:

$$N_{E,D} \leq N_{cr}$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA COMPRESSA

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i, \quad (4.2.48)$$

dove

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

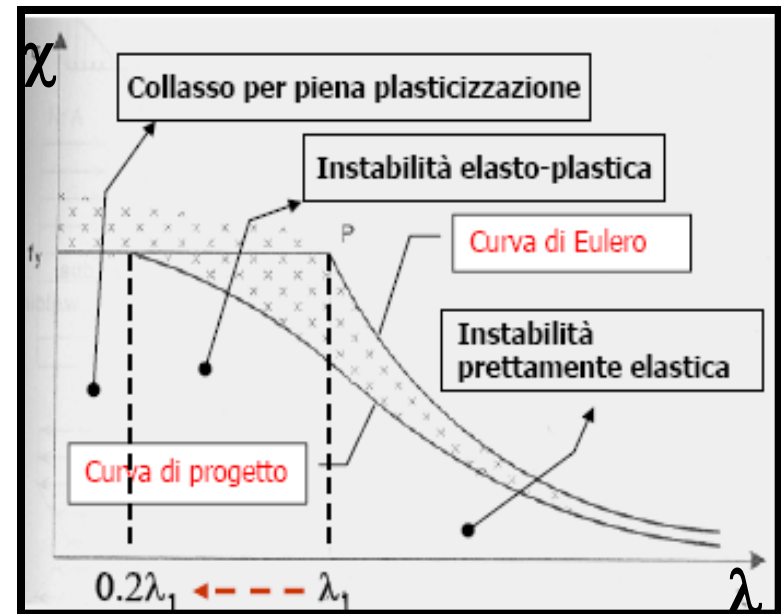
VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA COMPRESSA

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

Nel caso di aste reali (industriali) si ha:

- ✓ Materiale non lineare
- ✓ Comportamento post-elastico con riduzione di rigidità
- ✓ Imperfezioni meccaniche e geometriche dovute ai procedimenti di lavorazione e fase di assemblaggio in opera



La verifica di stabilità dell'asta reale consiste dunque nella seguente verifica:

$$\frac{N_{E,Rd}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove

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

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M1}}$$

Pro: n.b: per le sezioni di classe 4 le verifiche vengono condotte con riferimento all'area efficace

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA COMPRESSA

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale dalla seguente formula:

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

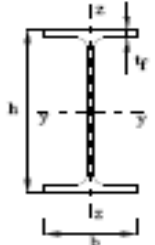
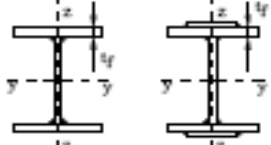

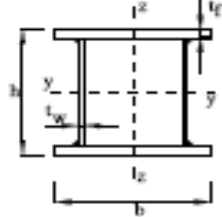
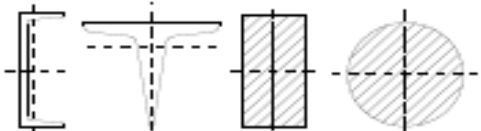

Dove:

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2], \alpha \text{ è un fattore di imperfezione}$$

La snellezza adimensionale è pari a

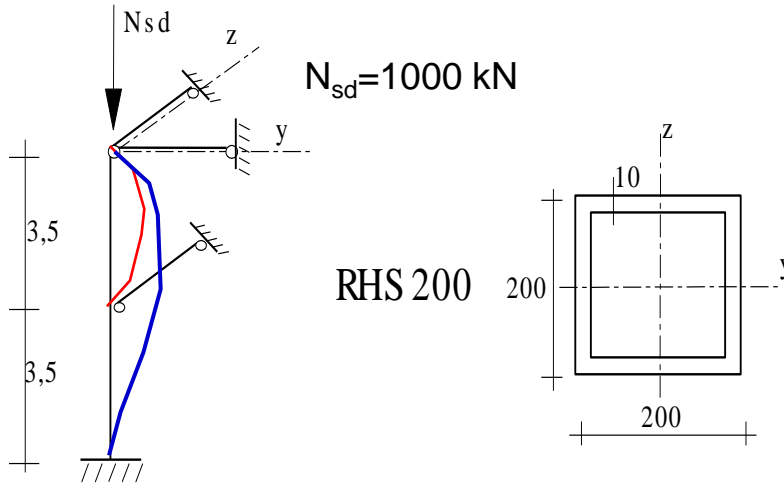
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

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

Sezione trasversale		Lamini	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	α_0 α_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a	α_0	
		Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualsunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0.5t_f$ $b/t_w < 30$; $h/t_w < 30$	qualsunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualsunque	c	c	
Sezioni ad L			qualsunque	b	b	
Curva di instabilità		α_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA COMPRESSA: UN ESEMPIO



PROFILO: RHS 200·200·10
 SEZIONE: $A = 72.6 \text{ cm}^2$; $i_y = i_z = 7.65 \text{ cm}$;
 ACCIAIO: S235 $\rightarrow f_y = 235 \text{ MPa}$
 $l_{cr} = l_0 = \beta l$; $l_{cry} = 0.7 \cdot 7 = 4.9 \text{ m}$;
 $l_{crz} = 1 \cdot 3.5 = 3.5 \text{ m}$

La capacità portante deve essere quindi valutata considerando il fattore χ assunto come minimo dei due valori χ_y e χ_z .

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \lambda = \frac{l_0}{i_{\min}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

$$\lambda_y = \frac{4,9}{0,0765} = 64,05; \quad \lambda_z = \frac{3,5}{0,0765} = 45,75 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,68; \quad \bar{\lambda}_z = 0,49 \quad \Rightarrow \quad \chi_y = 0,85; \quad \chi_z = 0,93$$

$$N_{y,b,Rd} = 0,85 \frac{7260 \times 235}{1,05} = 1381,13 \text{ KN} > N_{sd} \quad [4.2.42] \Rightarrow$$

$$N_{z,b,Rd} = 0,93 \frac{7260 \times 235}{1,05} = 1511,12 \text{ KN} > N_{sd} \quad [4.2.42] \Rightarrow$$

L'asta non si instabilizza nella direzione debole "y":

$$N_{sd} < N_{y,bRd}$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

FLESSIONE MONOASSIALE RETTA

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

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

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

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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M,0}}$$

→ Sezioni di classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M,0}}$$

→ Sezioni di classe 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M,0}}$$

→ Sezioni di classe 4

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE DI UNA TRAVE

Gli elementi inflessi possono manifestare una particolare forma di instabilità, detta flessotorsionale. Questa è dovuta alle tensioni di compressione agenti su una parte di profilo (per elementi di semplice appoggio con azioni verticali è l'ala superiore del profilo) e che possono provocare sbandamento laterale e al contempo torsione, ossia traslazione e rotazione della sezione.



$$\frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

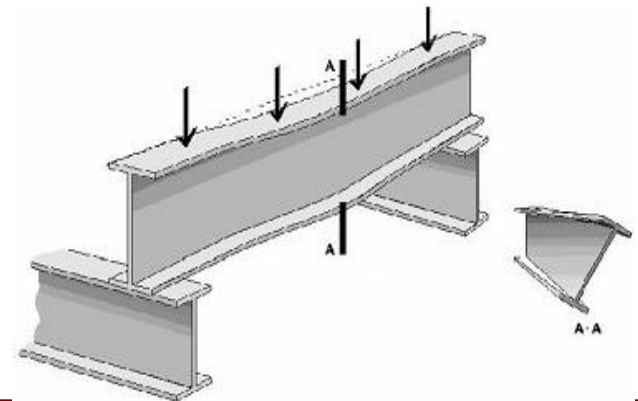
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1.56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z GI_T} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \cdot \frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_T}}$$

$$\Psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A} \right)^2$$



VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA

Le aste in acciaio sono soggette a presso-flessione quando sono caricate da una FORZA ASSIALE NON CENTRATA.

1. Quando l'azione normale è applicata con eccentricità nota e il suo valore non può essere trascurato ($1/1000$ della lunghezza dell'elemento)
2. L'asta compressa è sottoposta ad azione flettente per azioni trasversali
3. L'asta compressa appartiene ad un sistema a telaio

Per gli elementi presso-inflessi devono essere condotte:

- Verifiche di resistenza
- Verifiche di stabilità

Nella maggior parte dei casi risulta più penalizzante la verifica di stabilità.

Le aste presso-inflesse possono instabilizzare secondo due modalità diverse, a seconda della geometria della sezione trasversale e dalle condizioni di vincolo; nel caso di centro di taglio coincidente con il baricentro della sezione trasversale, si può avere:

- **Instabilità piana**, se le condizioni di vincolo presenti impediscono lo sbandamento della flangia compressa mediante l'inflessione dell'asta nel piano che contiene l'eccentricità dell'azione applicata
- **Instabilità flesso-torsionale**, quando l'instabilità è accompagnata dallo sbandamento laterale tipico dello svergolamento

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ FLESSIONALE DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA

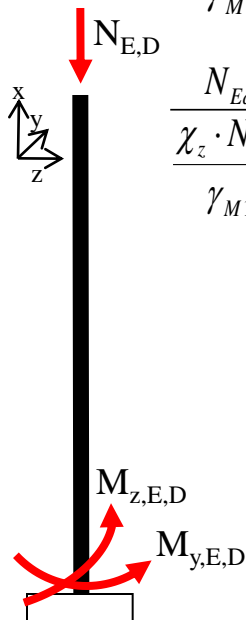
NTC →

4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

Circ. 2-02-2009 (Metodo B)

Elementi suscettibili di deformazioni torsionali quali ad esempio elementi con sezione aperta e senza ritegni torsionali



$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

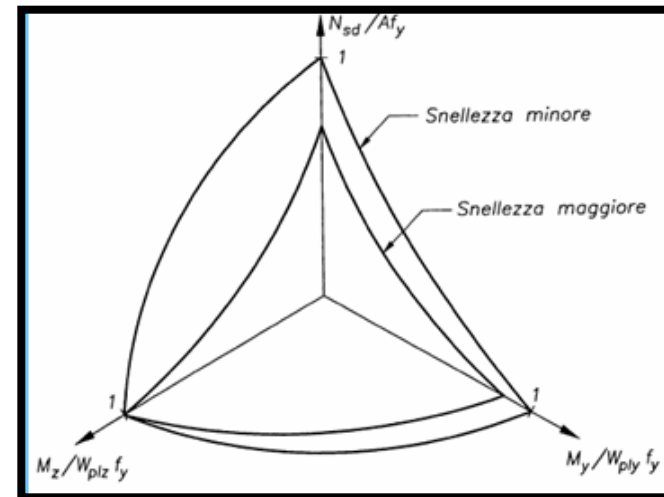


Table 6.7: Values for $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ and $\Delta M_{i,Ed}$

Class	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

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

- dove:
- χ_{min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
 - W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,
 - $N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
 - $M_{y,eq,Ed}$ e $M_{z,eq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed}$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b , ($|M_a| \geq |M_b|$), (Figura C4.2.11), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a$$

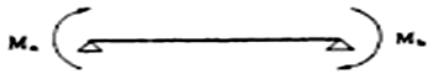


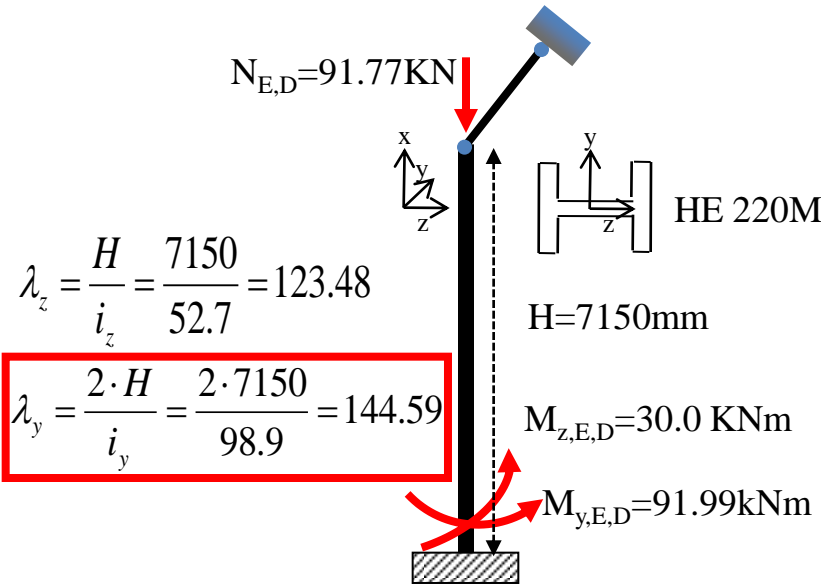
Figura C4.2.11 Trave soggetta a momenti d'estremità

INSTABILITÀ DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA: ESEMPIO

In alternativa, nel caso in cui le colonne pressoinflesse siano vincolate rispetto ai fenomeni di instabilità flessotorsionale (ad esempio colonne in corrispondenza di pareti estrene), la circolare 2-2-2009 richiama quanto veniva prescritto dalla CNR 10011

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA: ESEMPIO (Metodo B)



$$\lambda_z = \frac{H}{i_z} = \frac{7150}{52.7} = 123.48$$

$$\lambda_y = \frac{2 \cdot H}{i_y} = \frac{2 \cdot 7150}{98.9} = 144.59$$

$$I_y = 146000000 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,y} = 1217000 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1419000 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 98.9 \text{ mm}$$

$$I_z = 50120000 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,z} = 443500 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 678600 \text{ mm}^3$$

$$i_z = 57.9 \text{ mm}$$

$$A = 14940 \text{ mm}^2$$

$$I_t = 315.3 \text{ mm}^3$$

$$I_w = 572.7 \cdot 10^9$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Fattore di imperfezione
Curva di instabilità "b"

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI_y}{(2H^2)} = 1478 \text{ kN} \rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.66 \rightarrow \phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 2.126$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.28 < 1$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA: ESEMPIO (Metodo B)

Circ. 2-02-2009 (Metodo B)

$$k_{yy} = C_{m,y} \left[1 + (\bar{\lambda} - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq$$

$$C_{m,y} \left[1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1.06$$

$$k_{zz} = 0.6 \cdot C_{m,z} \left[1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq$$

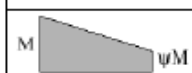
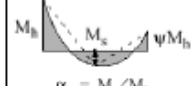
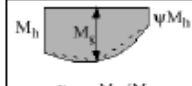
$$0.6 \cdot C_{m,z} \left[1 + 1.4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1.09$$

Interaction factors	Type of sections	Design assumption	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	I-sections RHS-sections	$C_{my} \left(1 + 0.6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yy}	I-sections RHS-sections	k_{zz}	$0.6 k_{zz}$
k_{zy}	I-sections RHS-sections	$0.8 k_{yy}$	$0.6 k_{yy}$
k_{zz}	I-sections	$C_{mz} \left(1 + 0.6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$C_{mz} \left(1 + 0.6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

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

Table B.2: Interaction factors k_{ij} for members susceptible to torsional deformations

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	k_{yy} from Table B.1	k_{yy} from Table B.1
k_{zz}	k_{zz} from Table B.1	k_{zz} from Table B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0.05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$
		for $\bar{\lambda}_z < 0.4$: $k_{zy} = 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} from Table B.1	k_{zz} from Table B.1

Moment diagram	range	C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}		
		uniform loading	concentrated load	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$		
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.2 + 0.8\alpha_s \geq 0.4$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.1 - 0.8\alpha_s \geq 0.4$	
	$\alpha_s = M_k / M_s$	$-1 \leq \psi < 0$	$0.2(-\psi) - 0.8\alpha_s \geq 0.4$	
		$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_s$
		$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_s$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_s(1+2\psi)$	
		$0.90 - 0.10\alpha_s$	$0.90 - 0.10\alpha_s(1+2\psi)$	

For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0.9$ or $C_{mz} = 0.9$ respectively.
 C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} shall be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:

moment factor	bending axis	points braced in direction
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

INSTABILITÀ DI UNA COLONNA PRESSOINFLESSA: ESEMPIO (Metodo B)

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

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{c,h}} \sqrt{EI_z GI_T} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{k^2}} = 206.97 kNm$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.37$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.43$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{c,h}} \sqrt{EI_z GI_T} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{k^2}} \quad k = L_{c,h} \sqrt{\frac{GI_T}{EI_\omega}}$$

$L_{c,h}$ = lunghezza libera di inflessione laterale

EI_z = rigidezza flessionale laterale

GI_T = rigidezza torsionale primaria

EI_ω = rigidezza torsionale secondaria

La lunghezza libera di inflessione laterale $L_{c,h}$ è pari alla distanza L tra i vincoli laterali se questi sono semplici appoggi torsionali; è pari a $0.5L$ se i vincoli impediscono l'ingobbamento della sezione (incastri torsionali)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.904 \leq 1$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

TAGLIO

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

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

La resistenza di calcolo a taglio $V_{c,RD}$ in assenza di torsione vale

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

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE IN COMBINAZIONE NON SISMICA

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

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

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

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

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

$$A_v = A - \sum (h_w t_w);$$

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

$$A_v = 0,9 (A - b t_f);$$

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

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

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

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi;$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

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

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

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

Le sollecitazioni che discendono dall'analisi possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

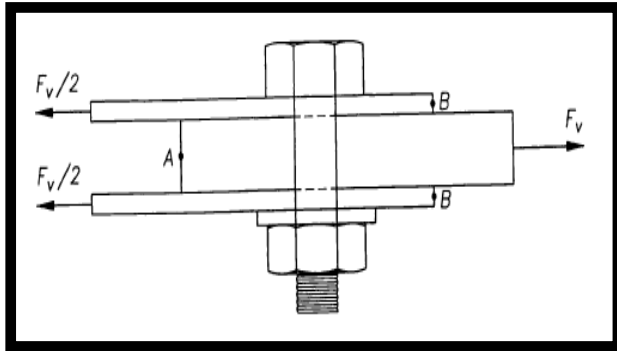
L'approccio proposto è in realtà molto limitato, in quanto non si tiene conto di tutte le possibili rotture che possono incorrere nelle zone del collegamento diverse dalle unioni elementari (ad esempio il pannello d'anima della colonna nei collegamenti trave-colonna). Inoltre, non si tiene in alcun modo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

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

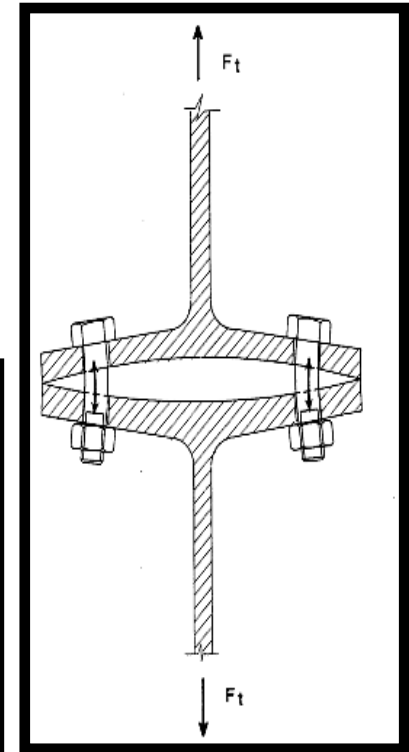
UNIONI BULLONATE

Le unioni bullonate permettono una rapida esecuzione in officina e semplificano l'assemblaggio dei pezzi in cantiere. La giunzione bullonata ha come componenti fondamentali:

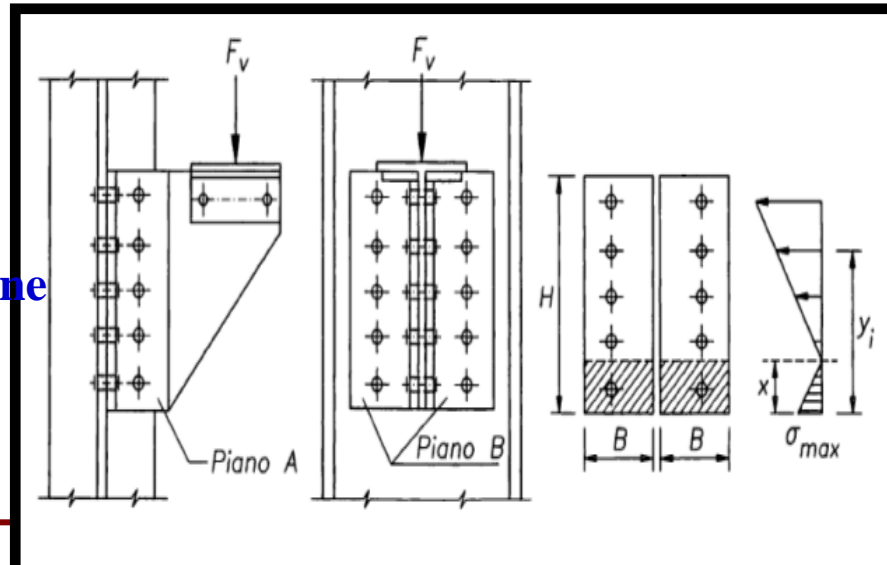
Unione a taglio



Unione a trazione



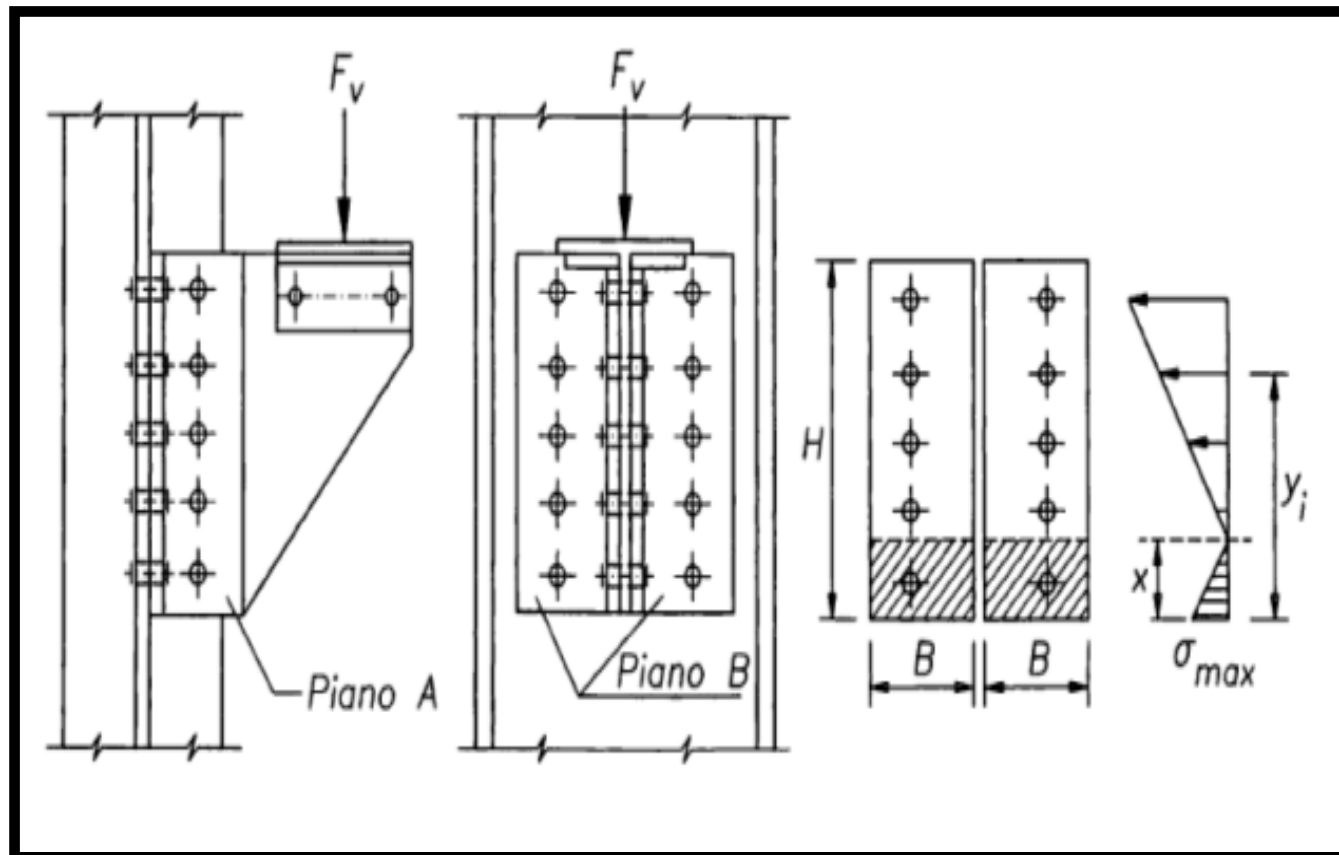
Unione a taglio e trazione



VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI BULLONATE

Le unioni bullonate permettono una rapida esecuzione in officina e semplificano l'assemblaggio dei pezzi in cantiere. La giunzione bullonata ha come componenti fondamentali:



Unione a taglio e trazione

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI BULLONATE

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	$\gamma_{M7} = 1,10$

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad (4.2.56)$$

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

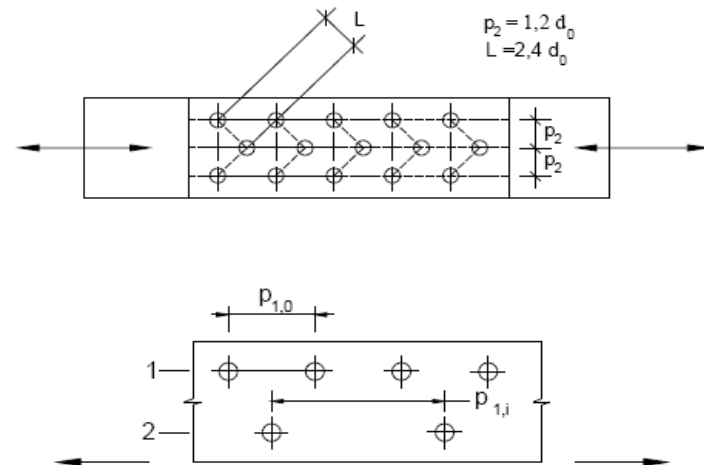
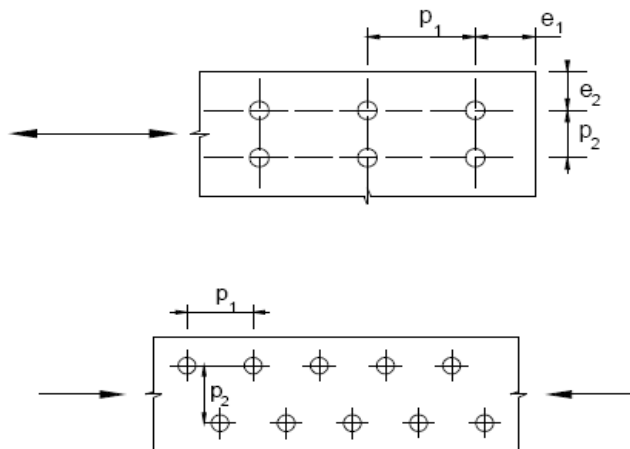
UNIONI BULLONATE

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

Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.



VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI BULLONATE A TAGLIO

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

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad (4.2.57)$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad (4.2.58)$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.59)$$

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

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad (4.2.60)$$

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

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

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad (4.2.61)$$

dove:

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 collegata,

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

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

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

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

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI BULLONATE A TRAZIONE

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;} \quad (4.2.62)$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tr} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.63)$$

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

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}; \quad (4.2.64)$$

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

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$, mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$.

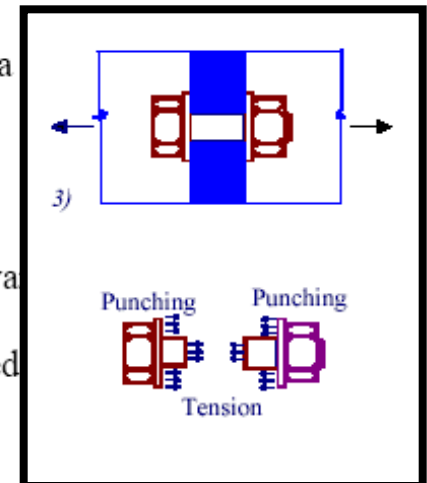
UNIONI BULLONATE A TAGLIO E TRAZIONE

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

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

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente

le forze di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.



VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI BULLONATE A TAGLIO AD ALTA RESISTENZA CON ATTRITO

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

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3} \quad (4.2.66)$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito di cui al § 4.2.8.1.1,

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 f_{tb} A_{res}$, invece che pari a $0,7 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M7}$.

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

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} \quad (4.2.67)$$

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

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} \quad (4.2.68)$$

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

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

prospetto 6.8.1 Tipologie comuni di giunti saldati

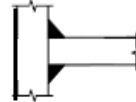







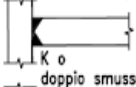


UNIONI SALDATE


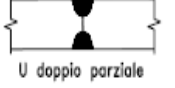
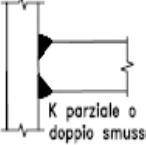
Le saldature sono classificate in:

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

Le saldature di testa possono essere:

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

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

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

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI SALDATE

Nei giunti a cordone d'angolo la **sezione resistente** (sezione di gola) viene identificata dalla lunghezza di cordone di saldatura moltiplicata per l'altezza di gola, definita usualmente con il simbolo "a" e rappresenta l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone di saldatura.

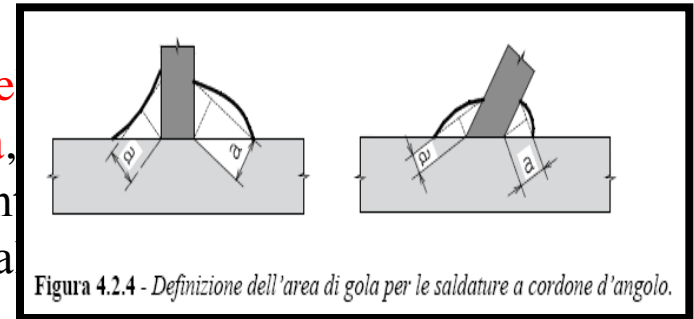
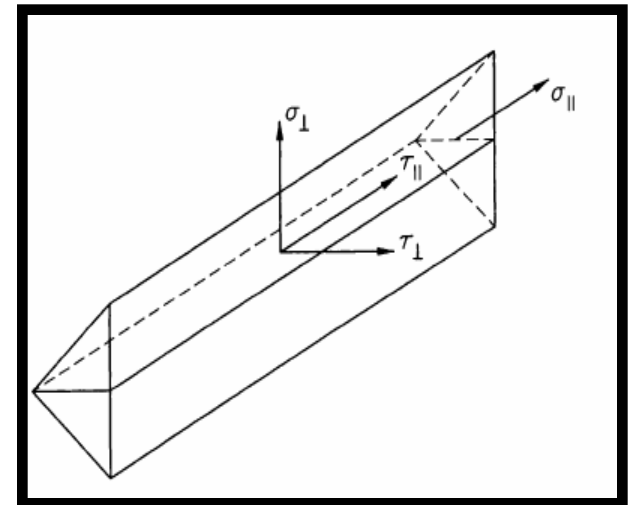


Figura 4.2.4 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo.

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

- Tensione che agisce in direzione normale alla sezione di gola (s_{ort});
- Tensione che agisce nella sezione di gola in direzione perpendicolare all'asse del cordone (t_{ort});
- Tensione che agisce nella sezione di gola in direzione parallela all'asse del cordone (t_{par});
- Tensione che agisce in direzione parallela all'asse del cordone sulla sua sezione trasversale (*contributo in genere trascurato*) (s_{par});



VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI SALDATE

La resistenza di una saldatura a **cordoni d'angolo** può essere valutata in accordo al **metodo alternativo** proposto dall'EC3.

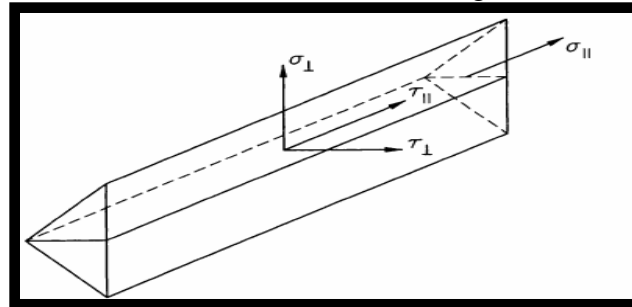
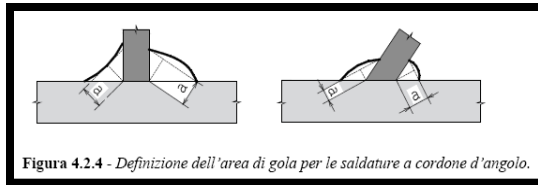
In questo metodo, le forze trasmesse nella saldatura per unità di lunghezza vengono suddivise in componenti parallele e trasversali all'asse longitudinale della saldatura e normali e trasversali al piano della sezione di gola. Si suppone una distribuzione uniforme di tensione sulla sezione di gola della saldatura, che determina tensioni di taglio e tensioni normali:

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

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

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

La resistenza della saldatura a cordoni d'angolo sarà sufficiente se sono soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:



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

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \quad (4.2.75)$$

dove

f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$ per acciaio S235, $0,85$ per acciaio S275, $0,90$ per acciaio S355, $1,00$ per acciaio S420 e S460.

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI IN COMBINAZIONE NON SISMICA

UNIONI SALDATE

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

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

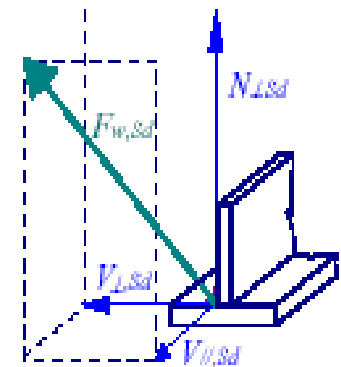
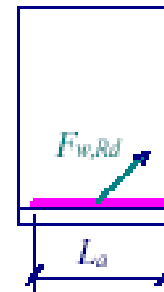
$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}, \quad (4.2.79)$$

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

Tabella 4.2.XIV Valori dei coefficienti β_1 e β_2

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



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

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1, \quad (4.2.76)$$

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

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}). \quad (4.2.77)$$

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

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

STATI LIMITE DI SERVIZIO: SITUAZIONI ASSOCIATE AL SUPERAMENTO DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO EFFICIENTE DELLA STRUTTURA (ad es. eccesso di deformazioni, vibrazioni, danneggiamento delle opere non strutturali etc.)

ESEMPIO: sulle travi si distinguono le frecce per azioni permanenti e variabili:

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$

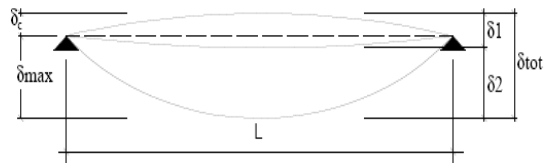


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

- δ_C la monta iniziale della trave,
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

STATI LIMITE DI SERVIZIO: SITUAZIONI ASSOCIATE AL SUPERAMENTO DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO EFFICIENTE DELLA STRUTTURA (ad es. eccesso di deformazioni, vibrazioni, danneggiamento delle opere non strutturali etc.)

ESEMPIO: sugli edifici si distinguono gli spostamenti laterali dell'intero edificio e gli spostamenti a livello di interpiano

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

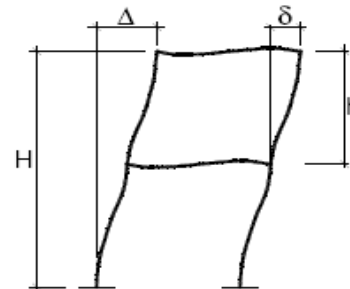


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

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

Si devono considerare nel calcolo:

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

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

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

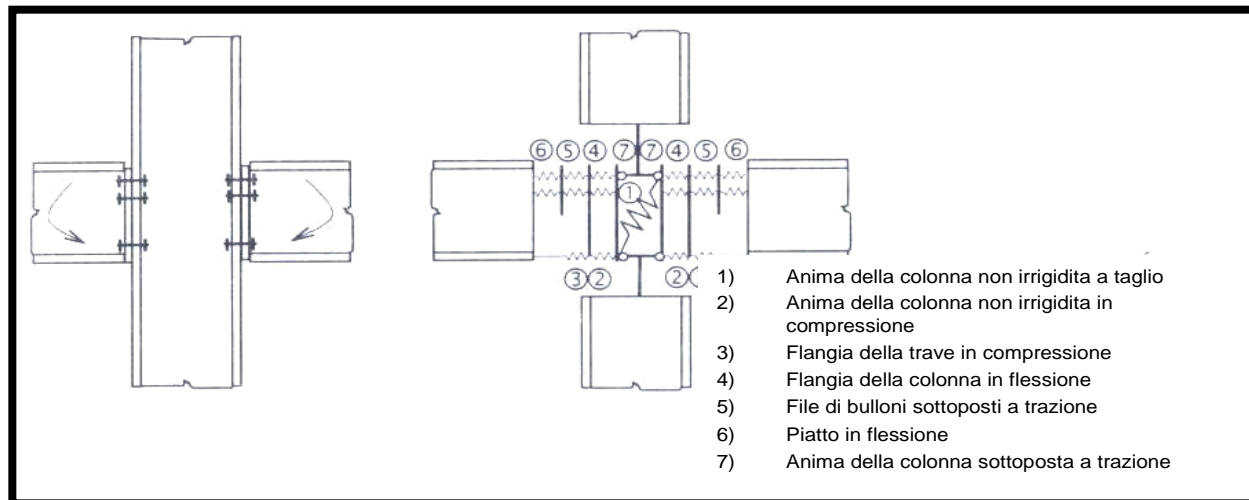
$$H_{Ed} \geq 0,15 \times Q_{Ed}$$

dove H_{Ed} è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano (taglio di piano) considerato per effetto dei carichi orizzontali e Q_{Ed} è il carico verticale complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (sforzi assiali nelle colonne).

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI TRAVE-COLONNA DEGLI EDIFICI INTELAIATI

Si individuano nel collegamento tutte le componenti dotate di rigidità e resistenza. In generale, quante più componenti vengono individuate, tanto più la relazione momento-rotazione “ $M-\Phi$ ” risulta accurata e veritiera, ma vi sono alcune situazioni in cui alcune componenti concorrono a formare un unico meccanismo di tipo T-stub (in trazione o compressione).



La minima tra le resistenze trovate per le singole componenti (o per le componenti opportunamente raggruppate) coincide con la resistenza del collegamento.

Per quanto riguarda la rigidità, invece, si usa la seguente formula:

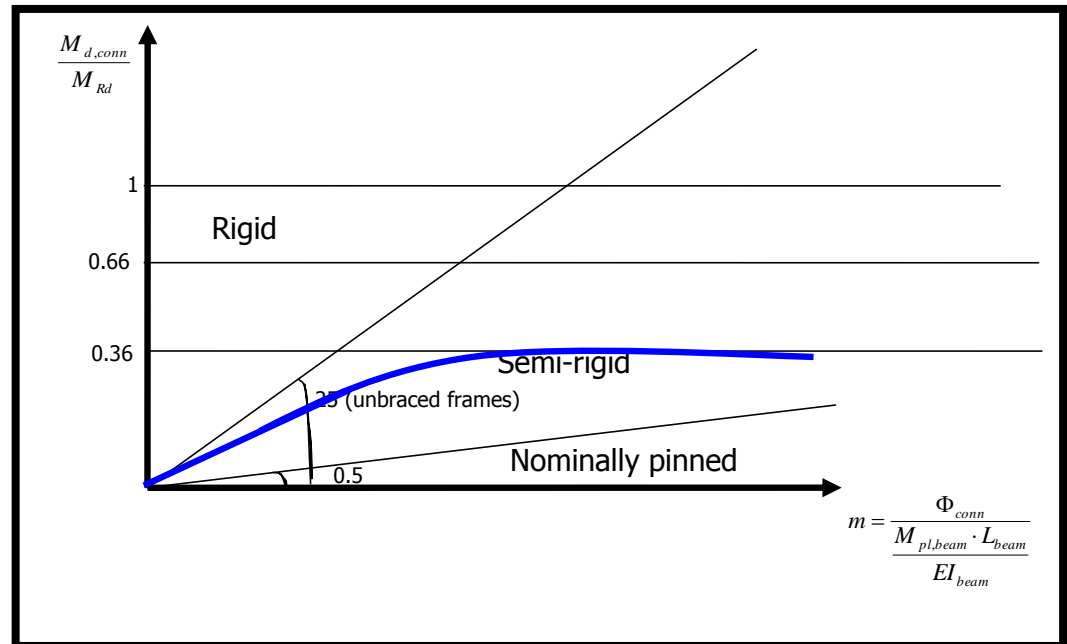
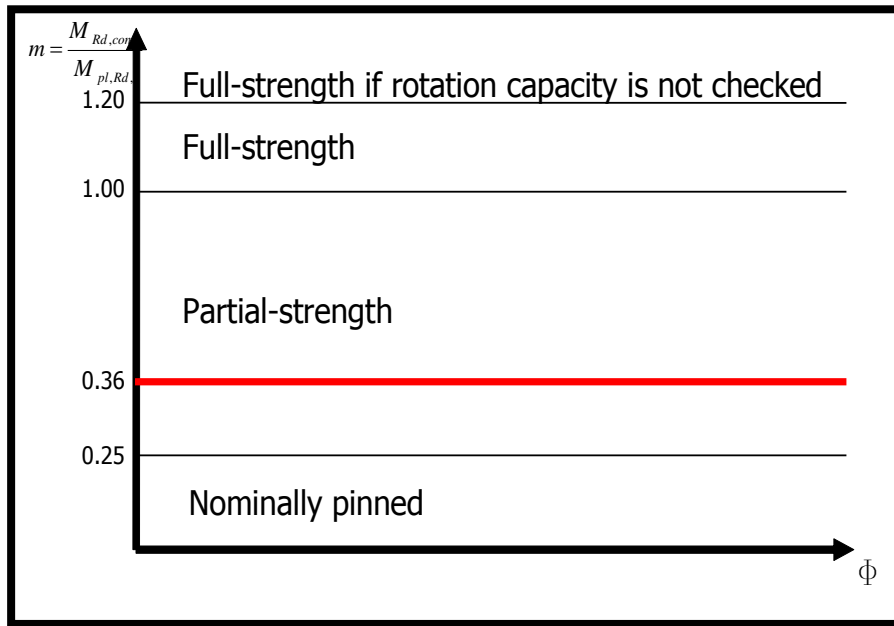
$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum \frac{1}{k_i}}$$

con

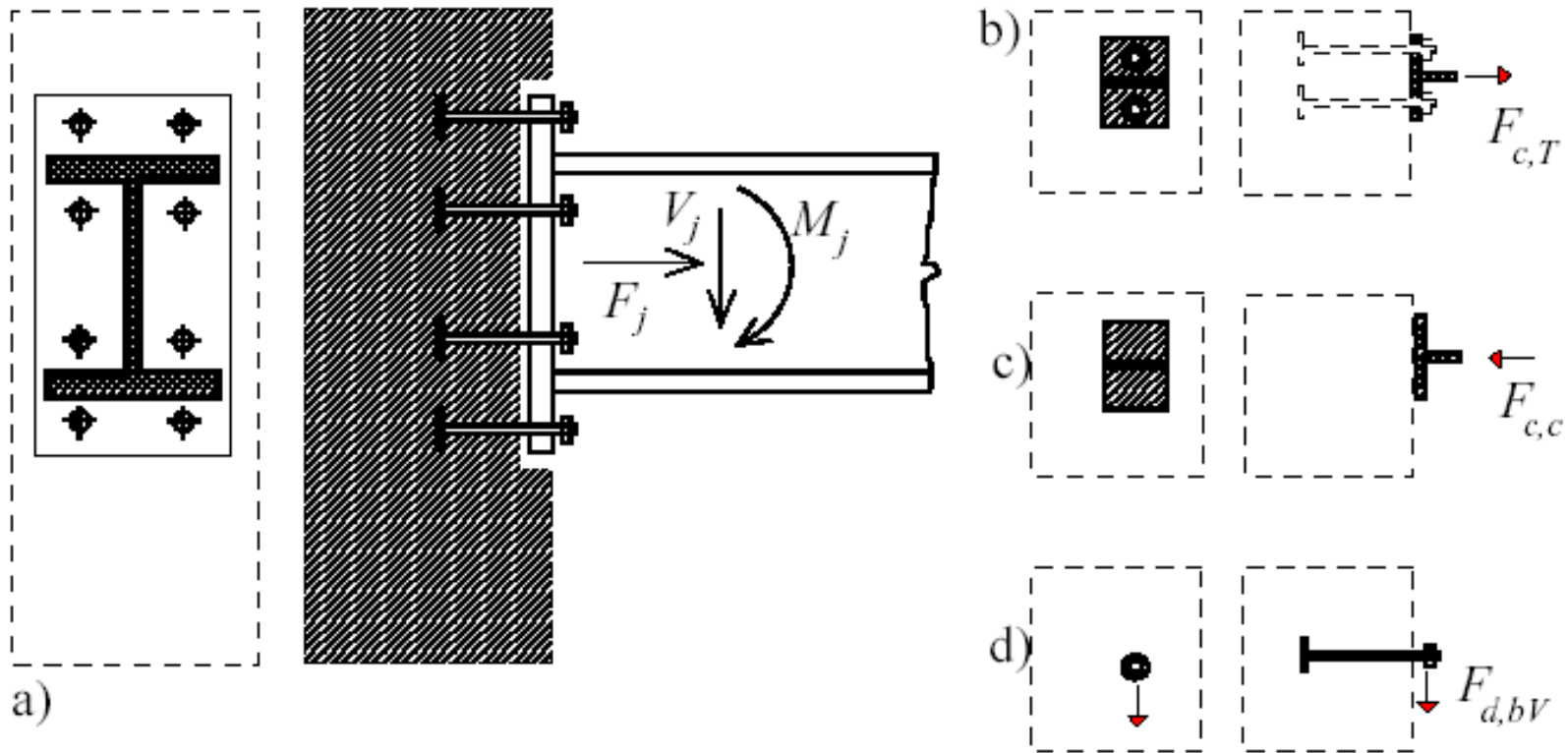
- k_i = coefficiente di rigidità della componente base
- z = è il braccio interno corrispondente al momento della componente
- μ = coefficiente di rigidità (fornito dall' EC3)



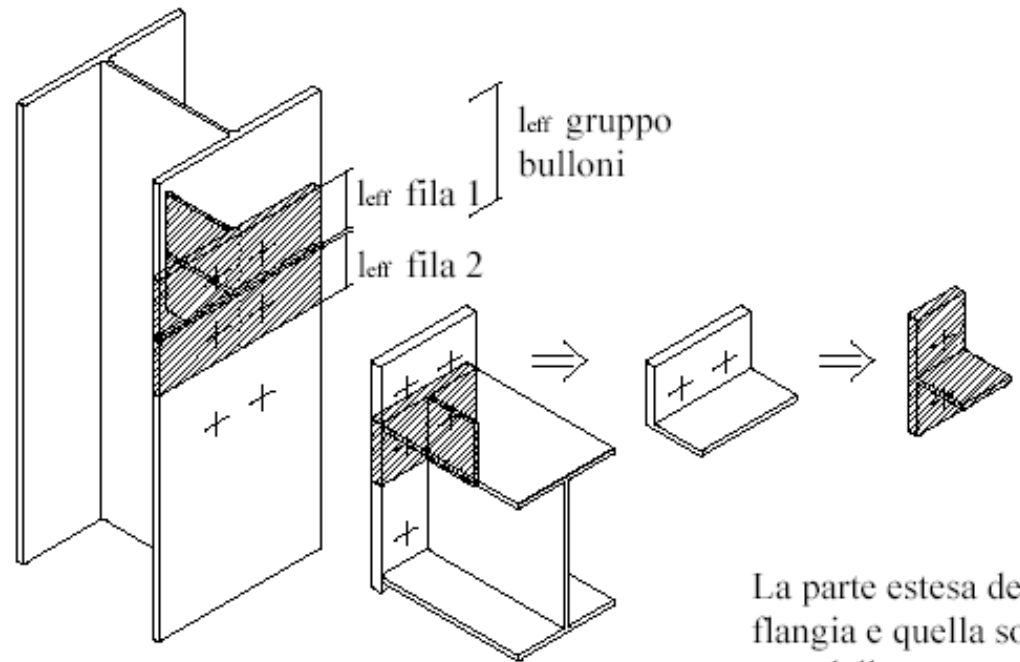
CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI TRAVE-COLONNA DEGLI EDIFICI INTELAIATI



Spunti di riflessione...

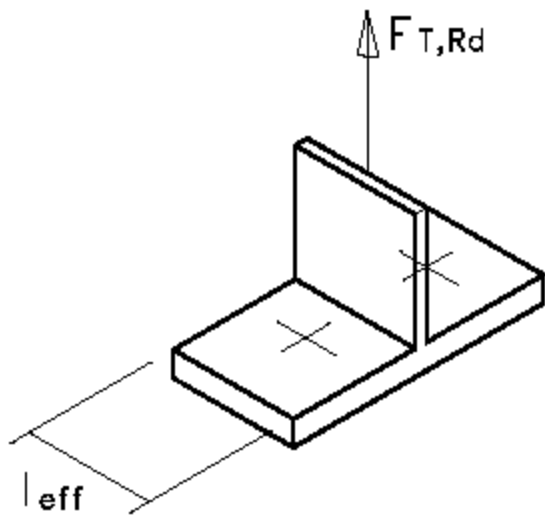


- Collegamento flangiato di edifici composti (a)
- Ancorante in trazione e flangia inflessa (b)
- Calcestruzzo compresso e flangia compressa (c)
- Ancorante soggetto a taglio (d)

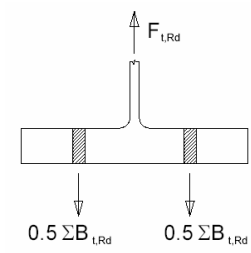
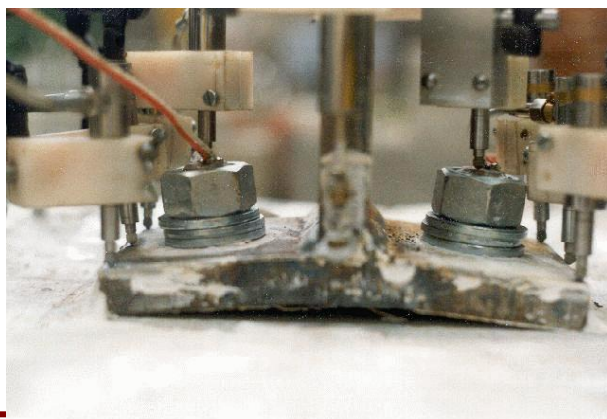
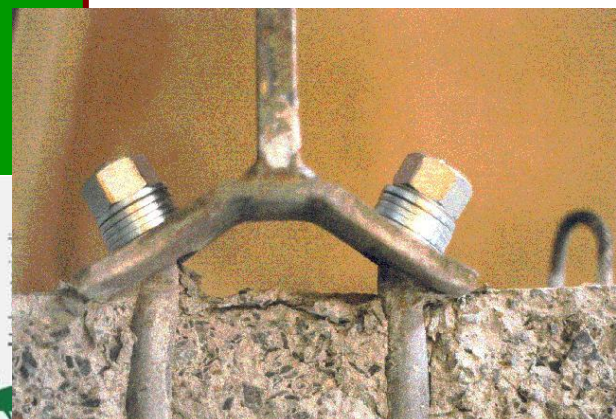
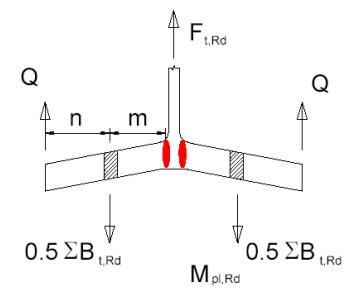
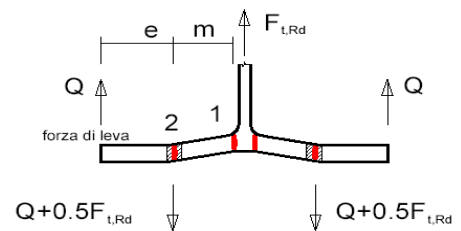
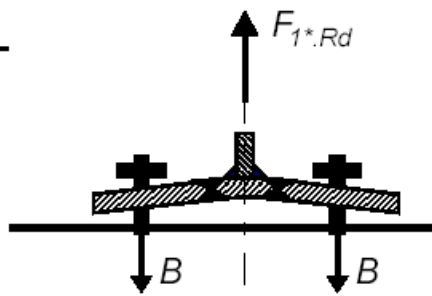
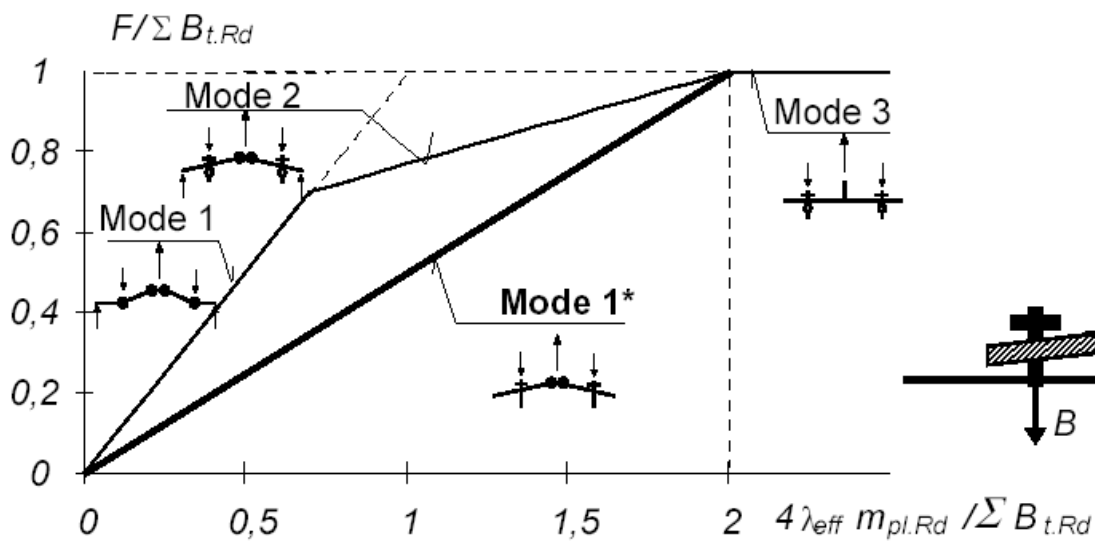


Caso senza irrigidimenti

La parte estesa della flangia e quella sotto l'ala tesa della trave sono modellate come due elementi a T equivalenti



I dettagli di collegamento in carpenteria metallica



I modalità di rottura

- Modalità 1: meccanismo plastico completo dell'ala

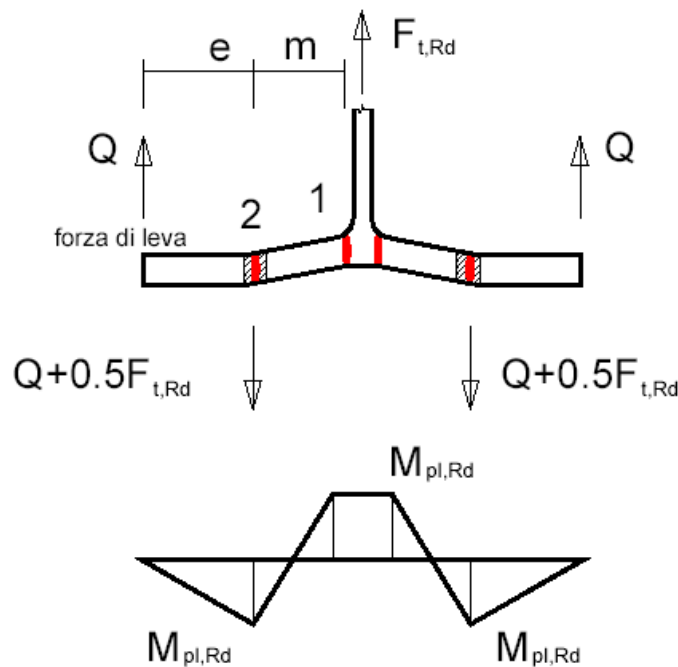


Fig. 4

Momento nella cerniera plastica 1:

$$(Q + 0.5F_{t,Rd})m - Q(e + m) = M_{pl,Rd} \quad \text{da cui:}$$

$$0.5F_{t,Rd} m - Q e = M_{pl,Rd} \quad (a)$$

Momento nella cerniera plastica 2:

$$Q \cdot e = M_{pl,Rd} \quad \text{sostituendo nella (a) si ricava:}$$

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

dove: $M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$

con $\sum l_{eff,1}$ = lunghezza efficace per la modalità 1.

Il modalità di rottura

- Modalità 2: rottura dei bulloni con snervamento dell'ala

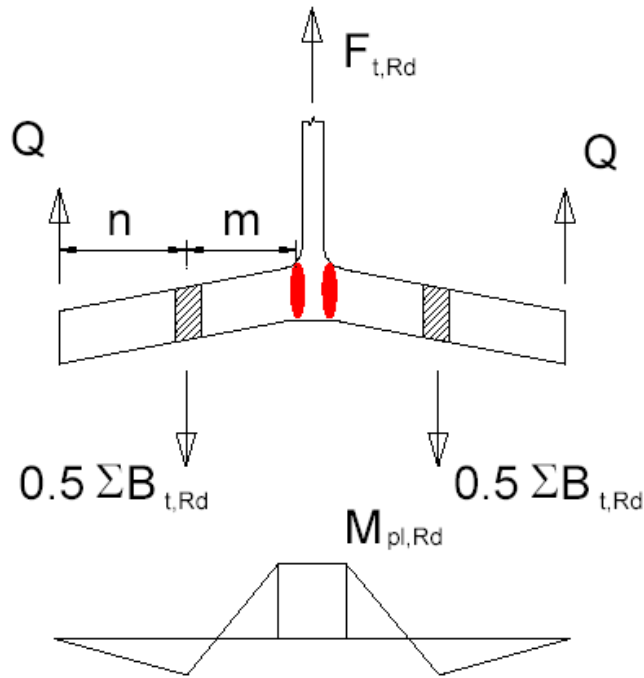


Fig. 5

Equilibrio alla traslazione:

$$\sum B_{t,Rd} - 2Q = F_{t,Rd} \rightarrow Q = (\sum B_{t,Rd} - F_{t,Rd})/2$$

Momento nella cerniera plastica:

$$0.5 \sum B_{t,Rd} m - Q(n + m) = M_{pl,Rd}$$

Sostituendo l'espressione di Q si ottiene:

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

dove: $M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$

con $\sum l_{eff,2}$ = lunghezza efficace per la modalità 2

$\sum B_{t,Rd}$ = resistenza totale a trazione di tutti i bulloni dell'elemento a T.

$n = e_{min}$ ma: $n \leq 1.25m$ (v. Fig. 3)

III modalità di rottura

Modalità 3: rottura dei bulloni

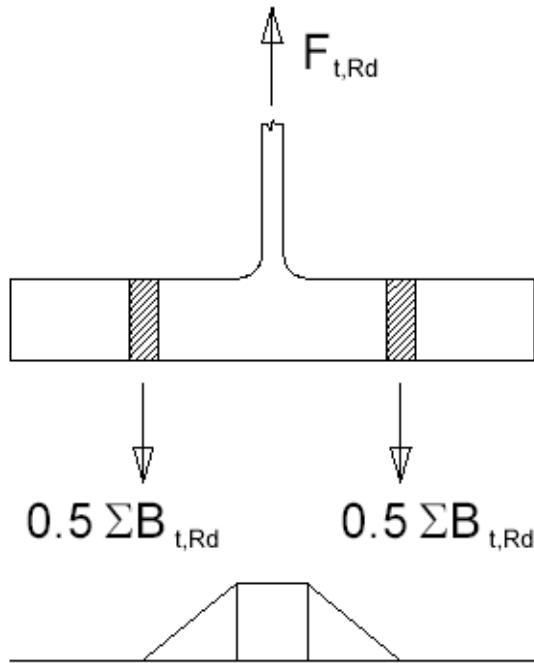
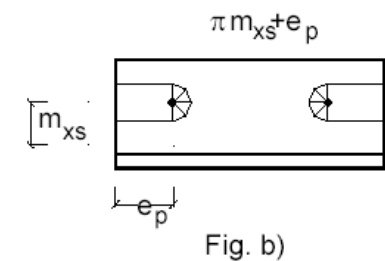
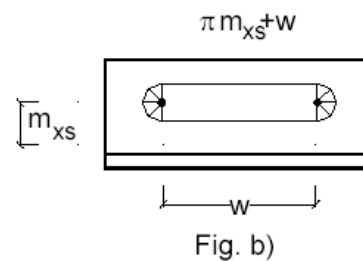
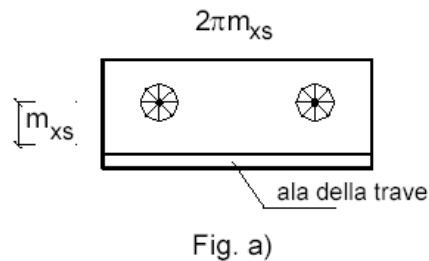


Fig. 6

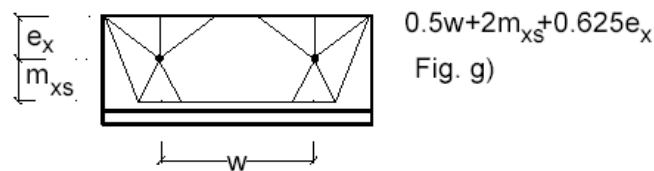
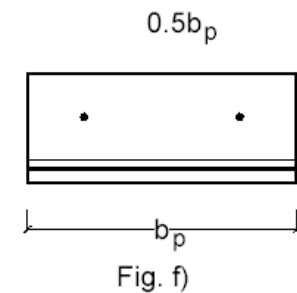
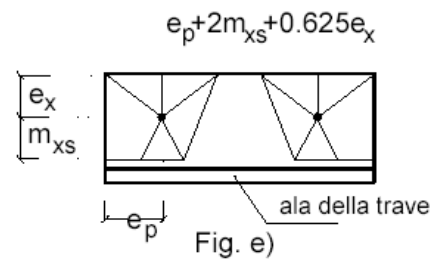
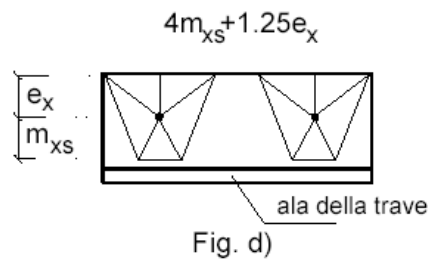
$$F_{T,Rd} = \sum B_{t,Rd}$$

I meccanismi di rottura delle lamiere

Flangia d'estremità: fila esterna
linea di snervamento circolare



altre linee di snervamento





A vertical green banner. At the top, there is a faint, large circular logo of the University of Molise, featuring a cross and the text "UNIVERSITÄT MOLISI • SCIENTIARUM AUGMENTIS REPT". Below the logo, the text "Structural and Geotechnical Dynamic Laboratory" is written vertically in white. At the bottom of the banner, there is a white silhouette of a person kneeling and working with a tool, with a seismic waveform below it. The text "streGā" and "mimol" is written in a stylized font, with the waveform acting as a separator between them.

Grazie per l'attenzione!