



**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

**NUMERO: 2396A**

**ANNO: 2019**

# **A P P U N T I**

**STUDENTE: Faraci Alessio**

**MATERIA: Teoria e Progetto delle Strutture in Acciaio e Composite - Prof. Giordano**

**Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.**

**Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.**

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.  
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**



# INDICE

## 1. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

- PECULIARITÀ DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO
- PRODOTTI INDUSTRIALI
- EDIFICI MULTIPIANO
  - STRUTTURE DI CONTROVENTO
  - COLONNE
  - TRAVI
  - IMPALCATI
    - TRAVI COMPOSTE CON SOLAI IN LAMIERA GRECCATA
    - TRAVI COMPOSTE CON ANIMA FORATA CON SOLAI IN LAMIERA GRECCATA
    - TRAVI ALVEOLARI COMPOSTE CON SOLAI IN LAMIERA GRECCATA
    - TRAVI COMPOSTE CON ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A.
    - TRAVI NON COMPOSTE CON ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A.
    - TRAVI INTEGRATE IN SOLAI DI SPESSORE CONTENUTO
- EDIFICI MONOPIANO
  - SISTEMI A PORTALE
    - STABILITÀ DELL'EDIFICIO NEL COMPLESSO
    - STABILITÀ DEGLI ELEMENTI DEL PORTALE (FUORI DAL PIANO)
  - SISTEMI RETICOLARI
    - TIPO DI RETICOLARE
    - PREDIMENSIONAMENTO
    - SCELTA DEL TIPO DI PROFILO
  - ARCADECCI
  - STABILITÀ DELL'EDIFICIO NEL COMPLESSO
  - VIE DI CORSA
  - COLONNE
- MATERIALE
  - SISTEMA DI DESIGNAZIONE DEGLI ACCIAI
  - RESILIENZA
  - RESISTENZA A FATICA
- CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI
- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
  - ANALISI GLOBALE
    - EFFETTI DELLA DEFORMAZIONE
    - IMPERFEZIONI
    - ESEMPIO DI CALCOLO DELLE AZIONI SU CONTROVENTO
  - CONTROVENTI

## 2. MEMBRATURE SEMPLICI E COMPOSTE

- VERIFICA DEGLI ELEMENTI
  - ELEMENTI TESI
  - ELEMENTI COMPRESI
    - VERIFICHE DI INSTABILITÀ
      - ASTE RIGIDE
      - ASTE DEFORMABILI CON CARICO CENTRATO
      - ASTE DEFORMABILI CON CARICO ECCENTRICO
  - ELEMENTI TESI INFLESSI
    - DEFORMABILITÀ
    - RESISTENZA A TAGLIO
    - RESISTENZA A FLESSIONE
      - FLESSIONE ATTORNO AD UN ASSE
      - FLESSIONE E TAGLIO
    - INSTABILITÀ
      - APPROCCIO A
      - ESEMPIO VERIFICHE SOLAIO - BUCKLING - APPROCCIO A (metodo 1)
      - APPROCCIO B
      - APPROCCIO C
  - ELEMENTI TENSO-INFLESSI
  - ELEMENTI PRESSO-INFLESSI
- VERIFICA DELLE SEZIONI
  - TORSIONE
    - DIAGRAMMA RIASSUNTIVO DI VERIFICA DI UNA SEZIONE
- MEMBRATURE COMPOSTE
- ESERCITAZIONE

## 3. UNIONI DI MEMBRATURE

- UNIONI BULLONATE
  - UNIONI BULLONATE A TAGLIO
  - UNIONI BULLONATE A TRAZIONE
  - PRESCRIZIONI GEOMETRICHE DELLE SEZIONI
  - VERIFICA DELLA GIUNZIONE SECONDO EC3
  - RESISTENZA DI CALCOLO DEL BULLONE
    - RESISTENZA A TRAZIONE
    - RESISTENZA A TAGLIO
    - RESISTENZA A RIFOLLAMENTO
    - RESISTENZA ALLO SCORRIENTO
- RESISTENZA DELLE UNIONI SALDATE
  - VERIFICA DELLE UNIONI SALDATE
    - SALDATURA A COMPLETA PENETRAZIONE
    - SALDATURA A CORDONE D'ANGOLO
      - METODO 1
      - METODO 2
      - METODO NTC

- CASI ELEMENTARI DI SALDATURE A CORDONE D'ANGOLO (esempi)
  - SFORZO NORMALE CON CORDONI FRONTALI
  - SFORZO NORMALE CON CORDONI LATERALI
  - SFORZO NORMALE CON CORDONI OBLIQUI
  - COLLEGAMENTO ASTA FAZZUETO
  - FLESSIONE E TAGLIO CON CORDONI LONGITUDINALI
  - FLESSIONE E TAGLIO CON CORDONI TRASVERSALI
  - FLESSIONE E TAGLIO CON COMBINAZIONE DI CORDONI
  - TORSIONE CON CORDONI LATERALI (METODO DEL MOMENTO POLARE)
  - TORSIONE CON CORDONI LATERALI (METODO DELLE FORZE)
  - TORSIONE CON CORDONI FRONTALI (METODO DELLE FORZE)
  - TORSIONE E TAGLIO CON CORDONI FRONTALI E LATERALI
- COLLEGAMENTI TIPICI TRA MEMBRATURE
  - GIUNTI TRAVE - COLONNA
    - UNIONI ASSIMILABILI A CERNIERE (nodi strutture pseudolari)
    - UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE MOMENTO: TRAVE SALDATA ALLA COLONNA 1
    - UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE MOMENTO: TRAVE SALDATA ALLA COLONNA 2
    - UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE MOMENTO: TRAVE FLANGIATA
    - UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE MOMENTO: SQUADRETE E COPRIGIUNTI
  - GIUNTO INTERMEDIO TRA TRAVI
    - GIUNTO SALDATO
    - GIUNTO CON COPRIGIUNTI BULLONATI
    - GIUNTO FLANGIATO
  - GIUNTO INTERMEDIO TRA COLONNE
    - GIUNTI CON COPRIGIUNTO
    - GIUNTI A CONTATTO
    - GIUNTI CON VARIAZIONE DI SEZIONE DELLA COLONNA E FILO FISSO ESTERNO
    - GIUNTI CON VARIAZIONE DI SEZIONE DELLA COLONNA E FILO FISSO IN ASSE
  - GIUNTO TRAVE-TRAVE
    - TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE A QUOTE  $\neq$  (SQUADRETE)
    - TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE A QUOTE  $=$  (SQUADRETE)
    - TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE CON FLANGIA DI ESTREMITÀ
    - TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE
  - ATTACCHI DEI CONTROVENTI
    - CONTROVENTI ORIZZONTALI (di piombo)
    - CONTROVENTI VERTICALI
  - GIUNTO DI BASE DELLE COLONNE (solo N)
  - GIUNTO DI BASE DELLE COLONNE (N, H, V)
    - VERIFICA DELLA PIASTRA IN ZONA TESA
    - PIASTRA DI BASE IRRIGIDITA

## 4. STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO - CLS

- ANALISI GLOBALE
  - LARGHEZZE EFFICACI
  - FESSURAZIONE NEL CLS
  - VISCOSITÀ
  - RITIRO

- SLU PER FLESSIONE ( $N=0$ )
  - APPROCCIO RIGIDO PLASTICO
  - APPROCCIO ELASTO PLASTICO
  - APPROCCIO LINEARE
- SLU PER TAGLIO
- SISTEMI DI CONNESSIONE
  - COMPORTAMENTO DEL CONNETTORE
  - CONNETTORI A FIOLO IN SOLETTE PIENE
- DETTAGLI COSTRUTTIVI
- ESERCITAZIONE

# 1.

## CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

### 1.1 PECULIARITÀ DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Le strutture in acciaio sono realizzate mediante l'**assemblaggio di elementi monodimensionali (profilati)** o **bidimensionali (lamiere)** prodotti in stabilimenti siderurgici e preparati (taglio, foratura, saldatura) in officina. Conseguentemente presentano un **grado di vincolo mutuo tra i vari elementi tendenzialmente debole** ed è necessario intervenire con opportuni accorgimenti costruttivi se si vuole elevare il grado di iperstaticità della struttura. Lo studio dei **collegamenti** diventa una parte predominante del progetto di strutture in acciaio, a cui si dedica più tempo e più cura che al progetto delle aste stesse e che spesso condiziona la scelta delle sezioni degli elementi strutturali.

Grazie all'elevata resistenza dell'acciaio è possibile realizzare elementi strutturali aventi delle sezioni trasversali modeste. Questo fatto può rendere molto rilevanti i **problemi di esercizio** connessi alla **deformabilità**. In numerosi casi la scelta della sezione è condizionata più dai limiti di deformabilità che dai limiti di resistenza.

L'uso di modeste sezioni trasversali rende i singoli elementi e le strutture nel loro complesso particolarmente sensibili al problema dell'**instabilità** (dell'asta o dell'intera struttura). Nelle strutture in acciaio è quindi essenziale la verifica di stabilità degli elementi ed è spesso importante tenere conto degli **effetti del secondo ordine** nell'analisi strutturale. L'analisi ai fini dell'instabilità deve sempre essere effettuata tenendo conto della reale tridimensionalità della struttura, perché anche per schemi che è possibile analizzare nel piano l'instabilità può avvenire al di fuori del piano stesso.

la conseguenza nell'assemblare elementi monodimensionali è il grado di vincolo mutuo tra i vari elementi è tendenzialmente debole, cioè è molto facile realizzare una connessione tra un elemento strutturale ed un altro in modo da trasmettere delle forze (tagli, sforzi normali), ma può diventare abbastanza complicato andare a realizzare una connessione tra elementi strutturali in grado di trasmettere momenti (flettenti, torcenti). Fondamentalmente quando andiamo a collegare degli elementi strutturali è facile ottenere delle cerniere piuttosto che degli incastri (più complicato). Quindi se si vuole elevare il grado di iperstaticità della struttura dobbiamo intervenire con opportuni interventi strutturali → **dettagli costruttivi**.

**ACCIAIO per carpenteria metallica**

- S tenore di snervamento in MPa
- S 235
- S 275
- S 355

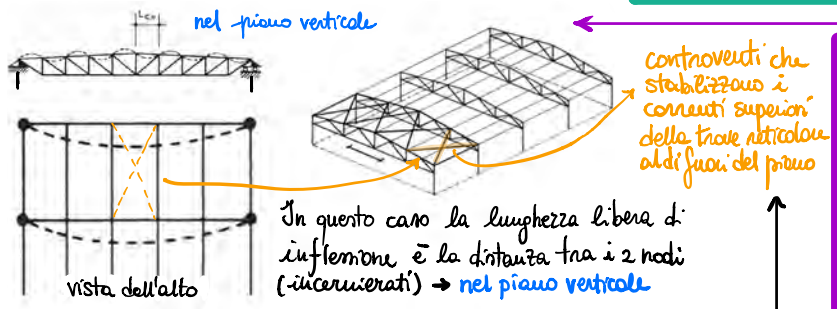
**1° MODO DI PREDITENSIONAMENTO**

Il peso proprio delle strutture in acciaio è trascurabile rispetto ai carichi operati (condizione CS)

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EJ} \leq \delta_{max}$$

trovo J → entro nel regolamento e trovo il profilo con un J > J trovato che mi garantisce la deformabilità della struttura

Esempio di tridimensionalità della struttura: edificio industriale monopiano. L'instabilità del corrente superiore della reticolare fuori dal piano obbliga ad introdurre ulteriori elementi strutturali (controventamento di falda)



Se sbanda al di fuori del piano la distanza libera di inflessione diventa la distanza tra 2 colonne

A causa dell'elevata conducibilità termica e dei piccoli spessori che ci sono in gioco, la resistenza a fuoco di una struttura in acciaio è scarsa. Bisogna quindi adottare delle strategie di protezione. (Solo acciaio resistenza di ≈ 30 min al fuoco → poi collasso).



Profili a doppio T	
di uso comune	
HEA - HEB - HEM	profilati ad H con ali parallele (European wide flange beams)
IPE	profilati a I con ali parallele (European I-beams)
IPN	profilati a I con ali rastremate (European standard beams)
meno facilmente reperibili	
IPEA - HEAA	Profili alleggeriti (meno facilmente reperibili)
IPEO	Profili più pesanti
IPEX e HEX	I'HE 900 x 471 in cui il secondo numero indica il peso
HD	Wide flange columns
HP	Wide flange bearing piles
HL	Beams with very wide flanges
profili inglesi	
UB	British universal beams
UC	British universal columns
profili americani	
W	American wide flange beams
profili giapponesi	
HJ	Japanese H Sections
Travi saldate a doppio T	
ISE	prosegue la serie IPE, con aumento graduale e costante delle altezze e delle larghezze
HSE	comprende profili di dimensioni uguali od assimilabili a quelle previste per le travi HE nella serie A, B, M
HSL	comprende profili di dimensioni uguali od assimilabili a quelle previste per le travi HEAA
HSA	comprende profili con larghezza delle ali superiore a 300 mm e minore dell'altezza
HSB	comprende profili "quadrati" con larghezza uguale all'altezza. Sono particolarmente adatti all'impiego come colonne
HSU	comprende profili a "I" con altezza maggiore di 1000 mm
HSD	profilati a doppio T con ali diverse
Profili a L e a C	
di uso comune	
L a lati uguali e disuguali	
UPN	Profili a C ad ali rastremate
UAP	Profili a C ad ali parallele

• Famiglia di profili IPE
 

- IPE A 180 → leggero
- IPE 180
- IPE O 180 → pesante

• Famiglia di profili IPN
 

- (profili a I ad ali strette ma con ali rastremate (spessore ala non costante))

• Famiglia di profili HE
 

- HE 600 AA → superleggeri
- HE 600 A → leggero
- HE 600 B → intermedio
- HE 600 M → pesante

 altezza strutturale (mm)

quando dico HE 600, mi riferisco all'HE600B. HE600A ha un'altezza leggermente inferiore, mentre l'HE600M ha un'altezza leggermente superiore.

Tutti questi profili vengono raccolti (da un punto di vista di caratteristiche geometriche) in un **PROFILARIO** o **SAGOMARIO**

### Poutrelles I européennes

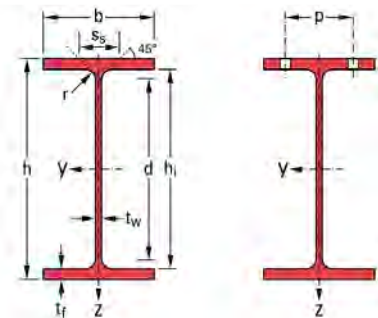
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

### European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

### Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

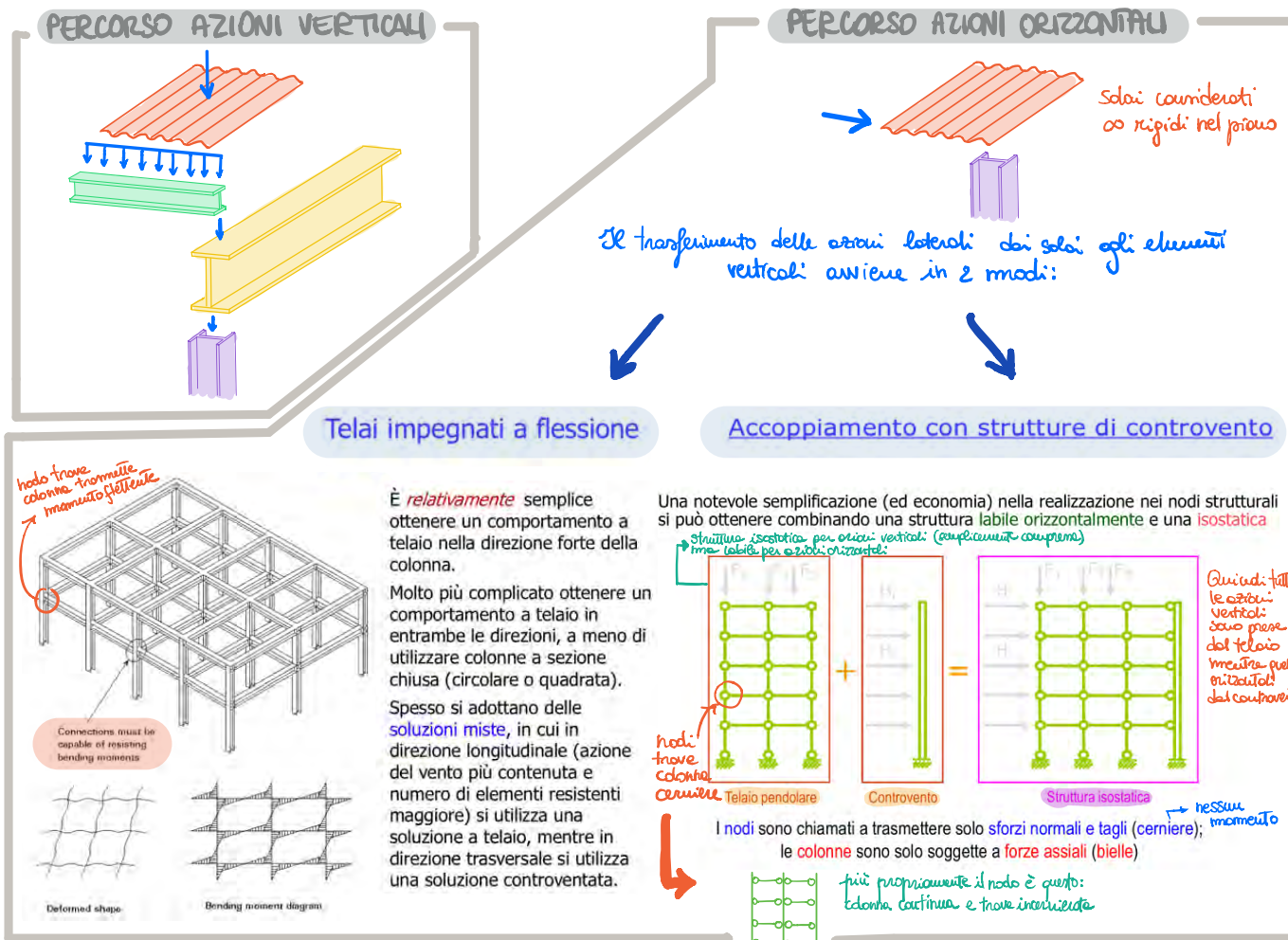


Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A cm <sup>2</sup>	h <sub>f</sub> mm	d mm	∅	P <sub>min</sub> mm	P <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t

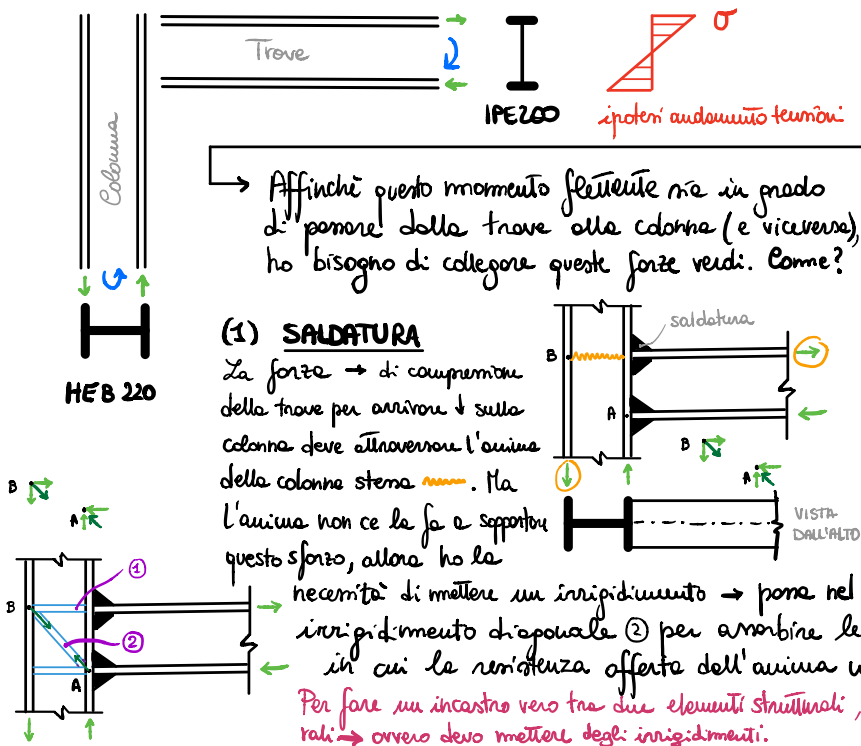
DIMENSIONI FUORI TUTTO  
 SPESSORE ANIMA  
 SPESSORE FLANGIA  
 RAGGI DI RACCORDO TRA ALI E ANIMA  
 ALTEZZA INTERNA (dist. interni omini)  
 LUNGHEZZA ANIMA A SPESSORE COSTANTE (esclusi i raggi di raccordo)

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1		HISTAR
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y	pure compression	
G kg/m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> ♦ cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> ♦ cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	s <sub>s</sub> mm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub> x 10 <sup>-3</sup> cm <sup>6</sup>	S 235 S 355 S 460	S 235 S 355 S 460

MOMENTO DI INERZIA  
 MODULO RESISTENTE ELASTICO  
 MODULO RESISTENTE PLASTICO  
 RAGGIO DI INERZIA  
 AREA A TAGLIO



## Come si realizza un incastro trave - colonna?

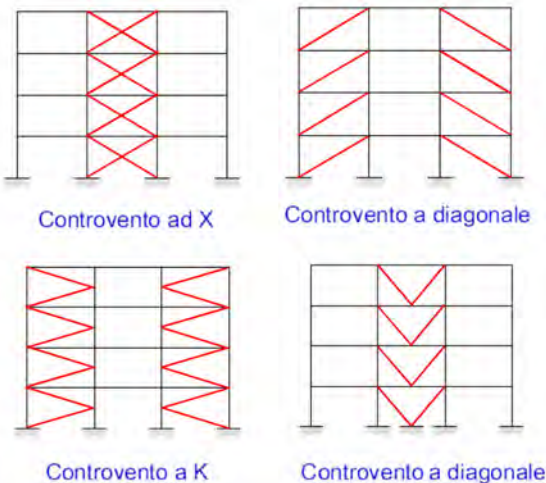


Supponiamo di prendere un IPE200 per il profilo della trave: spessore delle flange > spessore anima → ciò vuol dire che le tensioni più grandi me le ritrovo in corrispondenza delle flange (perché è lì che ho più area resistente). Dunque il momento flessionale è portato per l'80% dalle ali e per il 20% dall'anima. Quindi posso assumere che il momento flessionale sia portato da una forza di compressione e una di trazione operti nelle rispettive flange (ce n'è una pure nell'anima ma per il momento la lascio perdere). Stessa cosa accade per la colonna (HEB220).



**Controventi concentrici**

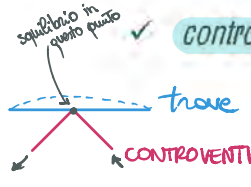
Le azioni laterali vengono prese facendo lavorare a trazione gli elementi strutturali



una struttura controventata è generalmente composta controventi a croce di Sant'Andrea. Quando sollecitata da azioni orizzontali, la struttura di controventamento risponde con diagonali tesi e diagonali compresse. Nel calcolo le diagonali compresse si trascurano perché possono instabilizzarsi facilmente annullando così il loro contributo resistivo. Entrambi i diagonali sono dimensionati come elementi tesi. Questo schema funziona bene per azioni oriz. statiche, meno invece per azioni dinamiche (sismiche)

- Oss 1:**
- elementi di controventi concentrici sono soggetti in prevalenza a forze assiali; lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste necessarie per equilibrare i carichi esterni
  - la dispersione energetica è affidata ai diagonali tesi
  - i cicli dissipativi possono manifestare degrado a causa di fenomeni di instabilità
    - ↳ l'elemento si trova prima teso, poi compresso, poi di nuovo teso e così via...

**Oss 2:** ✓ controventi con diagonale tesa attiva dissipazione nelle aste diagonali soggette a trazione in campo plastico

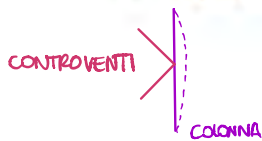


**controventi a V**

Controventi spingono sulla trave facendola lavorare a flessione

le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua

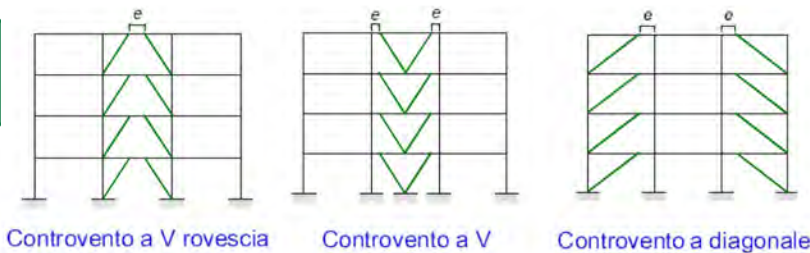
**controventi a K**



Controventi spingono sulla colonna facendola lavorare a flessione (durezza piccola perché colonna compressa)

il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna (soluzione sismicamente **NON DISSIPATIVA**)

**Controventi eccentrici**



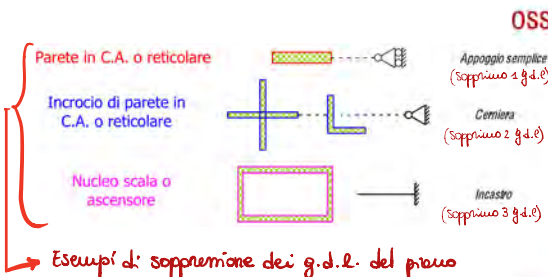
Gli elementi eccentrici sono una idea che si è sempre preferito evitare in quanto una eccentricità, anche di pochi mm, mi fa nascere dei momenti parassiti, e questi non si sa bene quale elemento strutturale ne li prenda.

sono cicli dissipativi stabili

Ma in zona sismica si introducono spesso delle eccentricità di decine di cm tali da creare degli elementi capaci di dissipare energia. Poiché è grande, non si tratta di momenti parassiti ma di momenti flettenti, non ostacola e deturpa il LINK (lo progetto) in modo che sia capace a dissipare energia.

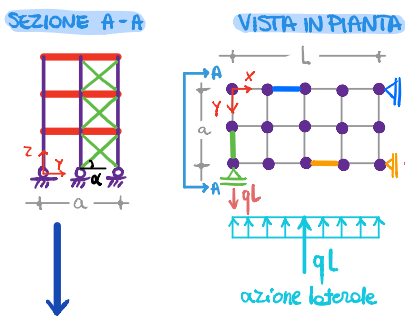
LINK corto → lavora a cicli di taglio  
LINK lungo → lavora a cicli di taglio + flessione





**OSS:** La controventatura verticale dovrebbe, preferibilmente, essere posizionata in maniera da avere il baricentro delle rigidità coincidente con il baricentro delle forze. Qualora questo non sia possibile, occorre considerare gli effetti indotti dai momenti torcenti indotti. I controventi verticali devono essere efficaci per tutta l'altezza dell'edificio e collegati in maniera adeguata alle strutture di fondazione. Nel caso di strutture di controvento di tipo reticolare, in genere, le aste di parete devono essere disposte in modo che l'angolo con l'orizzontale non sia maggiore di 60° né inferiore a 30°. I controventi verticali devono essere collegati rigidamente tra loro a livello di piano. Normalmente questo viene ottenuto attraverso la rigidità membranale del solaio; in caso contrario occorre disporre adeguati controventi di piano.

**ESEMPIO**



**PILASTRI**  
 CONTROVENTO 1 in direzione X  
 CONTROVENTO 2 in direzione Y  
 CONTROVENTO 3 in direzione X  
 PIANO OO RIGIDO

con l'appioppo dei controventi la mia struttura è l'entata isostatica

Se metto le pareti di controvento sul perimetro (ovvero alla max. distanza dal baricentro della struttura) ho una rigidità torsionale più elevata rispetto al posizionamento interno.

I correlli della vista in pianta non esistono fisicamente, ma sono il risultato dell'effetto del rispettivo controvento di parete. I controventi sono disposti nella struttura in modo da bloccare i 3 g.d.l. del piano oo rigido:

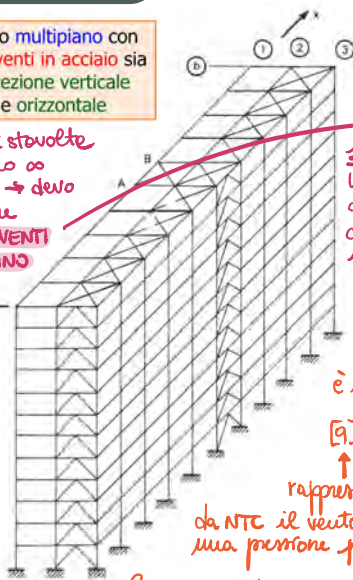
- TRASLAZIONE LUNGO X (controvento 1)
- TRASLAZIONE LUNGO Y (controvento 2)
- ROTAZIONE (controvento 3)

$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$  altrimenti il collegamento diventa complicato

**ESEMPIO**

Edificio multipiano con controventi in acciaio sia in direzione verticale che orizzontale

I piani sovrastanti non sono oo rigidi → devo inserire **CONTROVENTI DI PIANO**



1° soluzione utilizzo delle croci di Sant'Andrea in acciaio

1)  $q$  distribuito

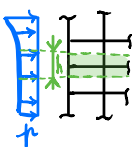
è una forza per unità di lunghezza

$[q] = \frac{[F]}{[L]}$  2)  $F_1 F_2 F_3$

rappresenta il vento da NTC il vento lo calcolo come una pressione  $p$ :  $[p] = \frac{[F]}{[L]^2}$

Come passo da  $p \rightarrow q$ ?

$q = p \cdot h$   
 altezza interpiano



2)  $F_1 F_2 F_3$

rappresenta il vento da NTC il vento lo calcolo come una pressione  $p$ :  $[p] = \frac{[F]}{[L]^2}$

Come passo da  $p \rightarrow q$ ?

$q = p \cdot h$   
 altezza interpiano



$R_1 = R_2 = \frac{qL}{2} \quad R_3 = 0$

$R_1 = -R_2 = \frac{F_1 \cdot 2a + F_2 \cdot a}{L}$   
 $R_3 = F_1 + F_2 + F_3$

Schema di vincolo del solaio

Il vento agisce sia in direzione X che Y.

Qual'è il no minimo di controventi che devo inserire per far diventare il piano oo rigido? → è la somma di tutte le CROCI DI SANT'ANDREA

una volta che ogni piano ha i suoi controventi di piano, e diventa quindi oo rigido, andrò a disporre i controventi di parete per bloccare i 3 g.d.l. dei piani.

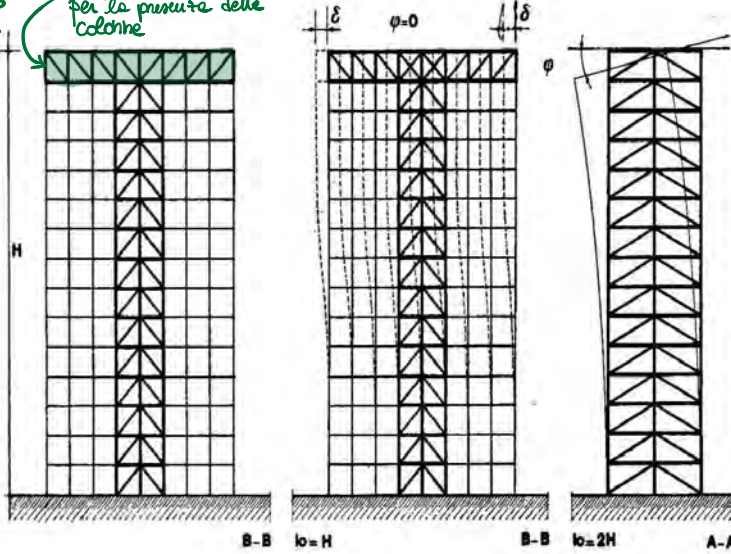
Esaminiamo adesso altre soluzioni con dei nuclei al posto delle sole croci di S. Andrea.

**Schemi particolari di controventi**

agisce come un incastro, cioè fa sì che la lunghezza libera di inflessione si dimezzi  
 ↓  
 aumenta il carico critico di 4 volte perché al quadrato della lunghezza

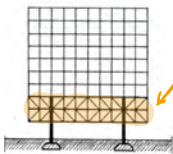
questa trave reticolare impedisce la rotazione per la presenza delle colonne

CONTROVENTO  
OUTRINDER

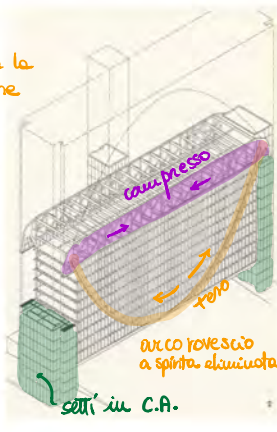
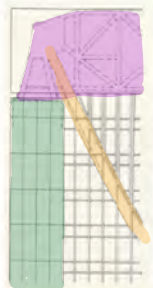


La traversa rigida di sommità attiva, con funzione di tiranti, i ritzi presenti, impedendo la rotazione di sommità: cambia il modo di deformazione che non è più quella di mensola libera. E' dimezzata la lunghezza libera di inflessione, aumenta di circa 4 volte il carico critico e si riduce a circa un ottavo la deformazione orizzontale dell'estremità superiore

**Edifici a ponte**



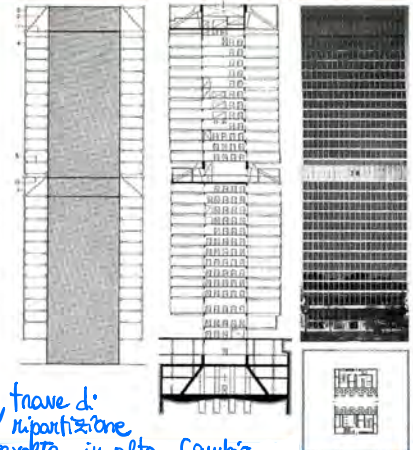
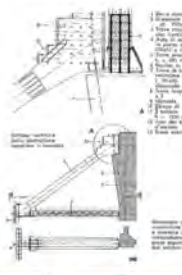
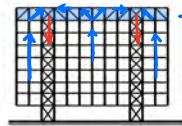
trave che porta tutta la struttura (ok in zone non sismiche)



setti in C.A.

2 Edificio ponte di 94,00 m di luci. I carichi dei due piani della parte inferiore, attualmente realizzata, vengono ripresi da due archi parabolici basati all'estremità di due travi reticolari di 8,50 m di altezza che raccolgono le reazioni orizzontali degli archi. L'edificio è supportato da quattro pilastri alle estremità delle travi reticolari. È prevista una ulteriore sopraelevazione. I carichi dei piani superiori saranno allora raccolti da un arco rigido disposto in senso inverso le cui reazioni orizzontali saranno alleggerite la sollecitazione iniziale delle travi reticolari. — Federal Reserve Bank, Minneapolis USA. Architetti: Birnha, Pa. Gilling, Helle, Christensen, Robertson.

**Edifici sospesi**



trave di ripartizione messa stavolta in alto. Cambia lo sforzo normale delle colonne, sono sottoposte a trazione perché il carico è portato verso l'alto

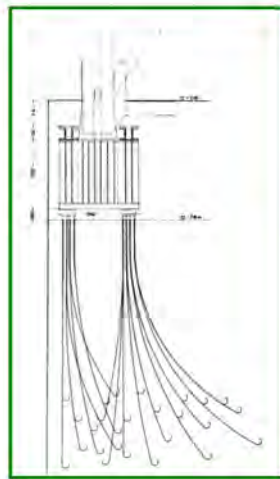
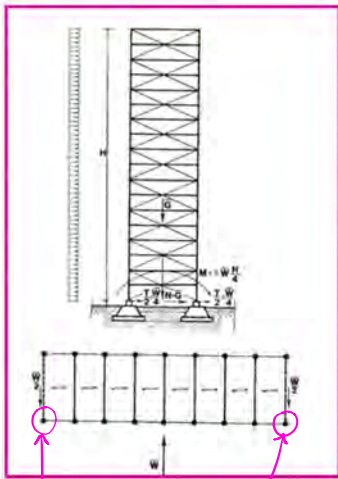
Parliamo adesso dell'ossatura delle strutture, quindi colonne e travi.



## Come si opera per evitare la CORROSIONE?

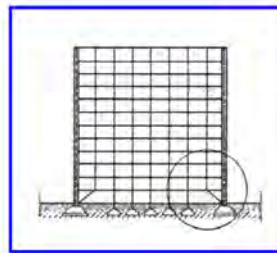
3 METODI

- (1) **VERNICIATURA** (dopo il montaggio della struttura completa faccio la verniciatura)
    - **VANTAGGIO** → basso costo
    - **SVANTAGGIO** → rivernicatura periodica (dopo qualche anno)
  - (2) **ZINCATURA** (immersione degli elementi strutturali in una vasca con zinco che deposita un piccolo strato di zinco che protegge l'acciaio dalla corrosione)
    - **VANTAGGIO** → processo veloce, non necessita ripetizioni nel tempo
    - **SVANTAGGIO** → costo elevato, rende più difficili le saldature (la zincatura scatta → devo ritoccarla in opera)
  - (3) **ACCIAI SPECIALI** (acciai additivati in fase di realizzazione con del rame → si crea una patina di ossidazione superficiale che protegge l'interno)
    - ↳ **ACCIAI AUTOPROTEGENTI** o **AUTOPATINANTI** (tipo CORTEN)
- ACCIAI S235W**  
 sigla che indica acciai speciali



Per impedire il **ribaltamento**:

- Prevedere **fondazioni speciali** che lavorano in trazione
- Prevedere **"zavorre"** in corrispondenza delle colonne soggette a trazione



**SEZIONI COMPOSITE (con getto):**  
 soluzione usata per aumentare la resistenza al fuoco (acciaio come se non ci fosse, lavora solo il CLS)

trazione in queste colonne → problemi non per le colonne ma per le fondazioni perché non lavorano bene a trazione.

Per edifici di una certa altezza la dimensione delle colonne viene variata lungo l'altezza dell'edificio. Per le colonne centrali il filo fisso è generalmente costituito dall'asse della colonna, mentre per le colonne perimetrali si preferisce utilizzare il filo esterno in modo da mantenere lo stesso collegamento con la facciata. In tal modo nascono momenti parassiti che devono essere considerati nel progetto.

In fase preliminare si considera il solo sforzo normale lasciando un 10÷15% di resistenza per i momenti parassiti.

**Main types of columns**

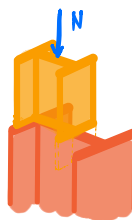
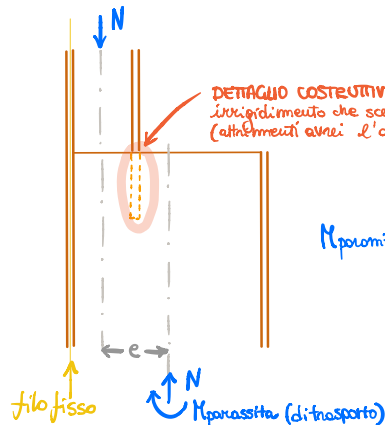
	Steel section	Composite section
H-section		
Circular hollow section		

**Typical column sizes (for medium span composite floors)**

Number of floors supported by column section	typical column size (l)
1	150
2-4	200
3-8	250
5-12	300
10-40	350

**PREDIMENSIONAMENTO DELLE COLONNE**



### 1.3.4 IMPALCATI (floor system)

Gli impalcati degli edifici multi-piano hanno la funzione primaria di **assorbire i carichi verticali** e di trasferirli alle travi e poi alle colonne. Essi inoltre lavorano come **diaframmi rigidi** per trasferire le azioni laterali alle strutture di controvento, lavorando quindi come lastre oltre che come piastre. In aggiunta devono avere una idonea **resistenza al fuoco** (generalmente fra 60 e 120 minuti).

*Come si progetta per garantire una idonea resistenza al fuoco?*

- 1) DEFINISCO UN CARICO DI INCENDIO
- 2) IN FUNZIONE DEL CARICO DI INCENDIO E DI ALTRI PARAMETRI DEFINISCO UN TEMPO TALE PER CUI LA STRUTTURA DEVE MANTENERE:

- es. REI 180  
↓  
180 min.
- la resistenza **R**: attitudine a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;
  - l'ermeticità **E**: attitudine a non lasciar passare né produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto;
  - l'isolamento termico **I**: attitudine a ridurre la trasmissione del calore.

Gli impianti possono essere integrati con la struttura oppure appesi al di sotto della stessa.

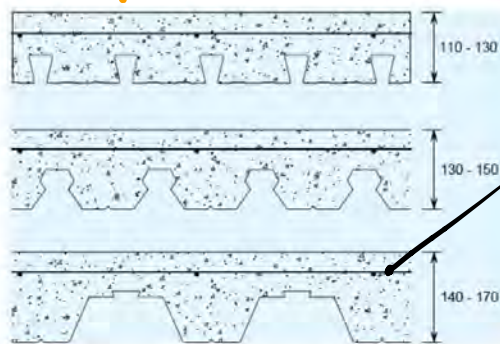
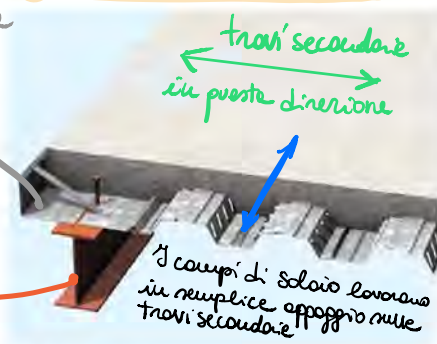
- DIVERSI MODI
- (A) Travi composte con solai in lamiera grecata
  - (B) Travi composte con anima forata con solai in lamiera grecata
  - (C) Travi alveolari composte con solai in lamiera grecata
  - (D) Travi composte con elementi prefabbricati in c.a.
  - (E) Travi non composte con elementi prefabbricati in c.a.
  - (F) Travi integrate in solai di spessore contenuto
  - (G) Altri sistemi coperti da brevetto

#### (A) Travi composte con solai in lamiera grecata

Si tratta di un **grigliato di travi** (principali e secondarie) rese collaboranti con una **soletta in cemento armato** gettato in opera su fogli di **lamiera grecata** poggianti sulle travi secondarie. La lamiera grecata, di spessore variabile fra 8/10 e 12/10 mm è progettata per portare il cls durante il getto in continuità su 2-3 campate. Viceversa la soletta è generalmente calcolata in semplice appoggio sulle secondarie; se la lamiera grecata è opportunamente sagomata (in modo da garantirne l'aderenza con il cls) può essere utilizzata come armatura a flessione della soletta. Al fine di contenere la fessurazione è bene utilizzare una rete superiore di passo 15÷20cm e piccolo diametro. *↳ a "negativi"*

*lamiera grecata all'inizio funziona da conero, poi se c'è presente una opportuna aderenza col cls funziona da struttura a flessione*

*trave principale xkè // all'orditura della grecatura*



*rete elettrosald.  $\phi 6$  10/15/20 cm*



## B Travi composte con anima forata con solai in lamiera grecata

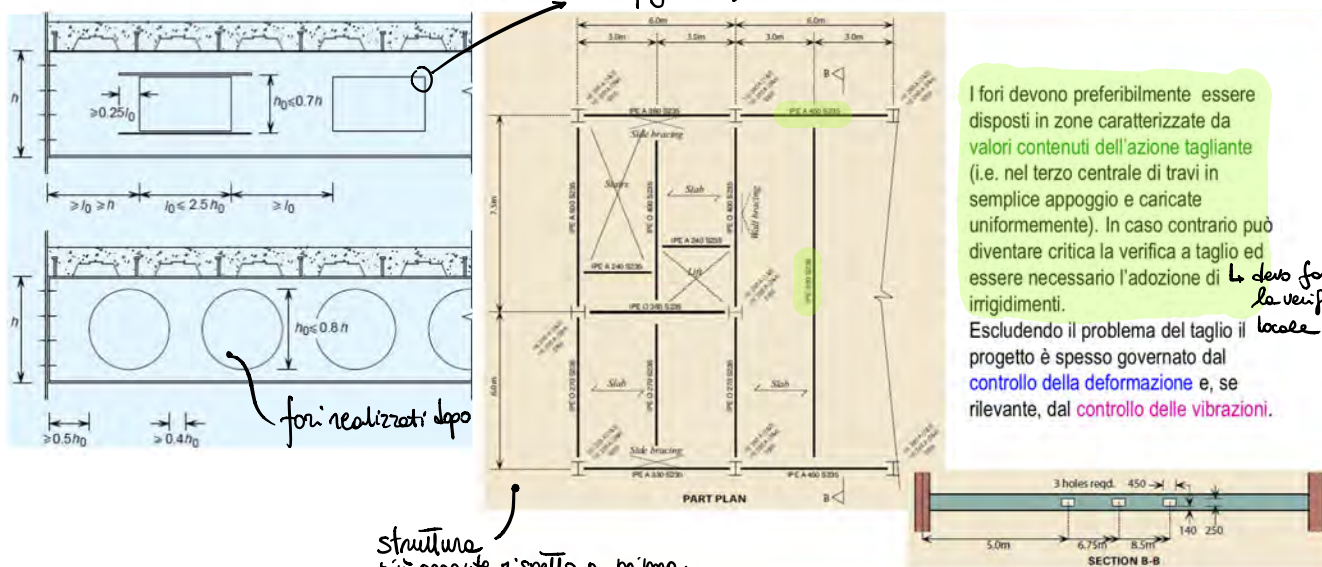
Le travi composte di importante lunghezza sono spesso realizzate con grandi finestre ricavate nell'anima della trave in acciaio allo scopo di facilitare l'integrazione con gli impianti e ridurre lo spessore del pacchetto di solaio. Generalmente queste travi lavorano come secondarie sulla luce lunga (9÷15m) ad un interasse variabile da 3 a 4m per evitare il puntellamento della lamiera grecata. Se invece vengono utilizzate come principali (sempre sulla luce lunga) si ha  $L=9\div 12m$  a interasse  $6\div 9m$ .

- foro minore
- maggiore deformabilità per taglio
- maggiore costo

I fori possono essere circolari, ma più frequentemente di forma allungata o rettangolare.

L'altezza del foro è generalmente inferiore al 70% dell'altezza della trave, ed il rapporto larghezza/altezza è inferiore a 3.5.

mai spigolo vivo, attrimenti → CONCENTRAZIONE DELLE TENSIONI



I fori devono preferibilmente essere disposti in zone caratterizzate da valori contenuti dell'azione tagliante (i.e. nel terzo centrale di travi in semplice appoggio e caricate uniformemente). In caso contrario può diventare critica la verifica a taglio ed essere necessario l'adozione di irrigidimenti.

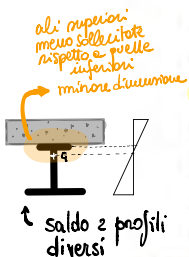
La deve fare la verifica locale

Escludendo il problema del taglio il progetto è spesso governato dal controllo della deformazione e, se rilevante, dal controllo delle vibrazioni.

## C Travi alveolari composte con solai in lamiera grecata

Per tale tipologia possono essere fatte considerazioni molto simili a quelle fatte per la categoria precedente, con la differenza che questa tipologia si hanno maggiori vincoli nella dimensione e posizione delle aperture, ma costi più contenuti. Le celle hanno generalmente forma circolare o esagonale.

L'utilizzo con una soluzione composta dà la possibilità di poter ottenere facilmente una sezione asimmetrica (ri-saldando 2 diverse mezze sezioni) ed ottenere altrettanto facilmente una contromonta per annullare gli spostamenti dovuti ai carichi permanenti.



Sizes of composite cellular beams as secondary beams (IPE/HE sections in S355 steel)

Cellular beam parameters	Maximum span of cellular beam (m)				
	12 m	13.5 m	15 m	16.5 m	18 m
Opening diameter (mm)	300	350	400	450	500
Beam depth (mm)	460	525	570	630	675
Top chord	IPE 360	IPE 400	IPE 400	IPE 450	IPE 500
Bottom chord	HE 260A	HE 300A	HE 340B	HE 360B	HE 400M

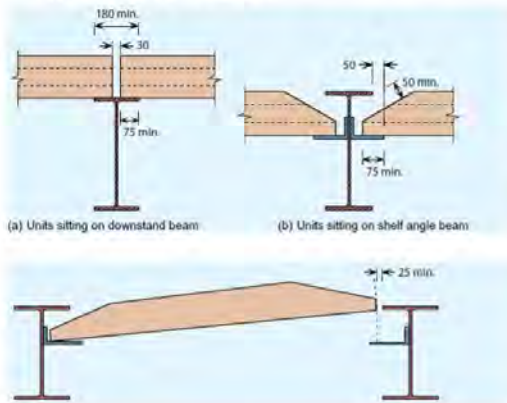
Variable action = 3 kN/m<sup>2</sup> plus 1 kN/m<sup>2</sup> for partitions  
Slab depth = 130 mm; Beam spacing = 3 m

Confronto con soluzione slide precedente (L=13.5m): IPE550 forata: 106.0 kg/m  
½ IPE400 (66.3/2 kg/m) + ½ HE300A (88/2 kg/m): 77.15 kg/m



### E ▶ Travi non composte con elementi prefabbricati in ca

Gli elementi prefabbricati sono appoggiati sull'ala superiore della trave oppure su angolari collegati all'anima della stessa. Come nel caso precedente possono essere hollow core (di spessore usuale 150÷400mm), in grado di coprire luci fino a 15m, oppure elementi pieni (spessore 75÷100mm)



Un getto in opera di adeguato spessore (almeno 50mm) conferisce monoliticità, rigidità e robustezza al piano. Solo in presenza della caldaia il piano può essere considerato infinitamente rigido.

Dimensionamento condizionato dalle fasi costruttive. Spesso necessari controventi temporanei per evitare LTB

LATERAL TORSIONAL BUCKLING (instabilità flessione-torzione)

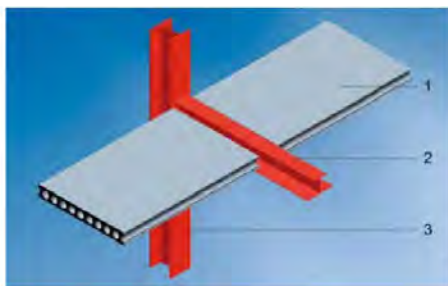
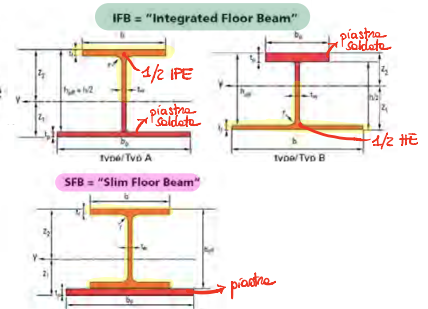
### F ▶ Travi "integrate" in solai di spessore contenuto

Una soluzione per contenere lo spessore è utilizzare travi in acciaio "incassate" all'interno del solaio, completato poi con elementi in ca prefabbricati e/o gettati in opera.

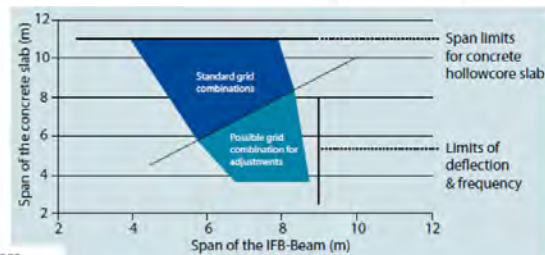
La trave in acciaio presenta un'ala inferiore di larghezza maggiore rispetto a quella superiore al fine di consentire l'appoggio degli elementi. Si può ottenere in 2 modi:

- Travi IFB: 1/2 IPE o 1/2 HE + piastra saldata
- Travi SFB: HE + piastra saldata

In genere il solaio è completato con un getto in opera dello spessore di almeno 50mm. La trave in acciaio può lavorare in modo composito con gli elementi prefabbricati prevedendo dei pioli di collegamento.



- 1 Hollowcore concrete slab
- 2 IFB/SFB - beam
- 3 Column section



Span of slim floor beams comprising HE sections and welded bottom plate

Span of slab (m)	Typical beam size for slim floor beam span			
	5 m	6 m	7 m	8 m
5	HE 200A	HE 240A	HE 280A	HE 300A
6	HE 240A	HE 280A	HE 300A	HE 280A
7	HE 280A	HE 300A	HE 280B	HE 300B
8	HE 280A	HE 280B	HE 300B	HE 320B

Span of integrated beams cut from IPE sections with a welded bottom flange plate

Span of slab (m)	Typical beam size for integrated beam span			
	5 m	6 m	7 m	8 m
5	IPE 400	IPE 500	IPE 550	IPE 600
6	IPE 500	IPE 550	IPE 600	HE 500A
7	IPE 550	IPE 600	HE 500A	HE 600A
8	IPE 600	HE 500A	HE 600A	HE 600B

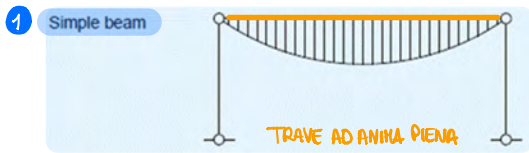
All section sizes are cut to be half the IPE section sizes given  
A 20 mm thick welded bottom flange plate is used in all cases

↑  
Tabelle di predimensionamento

Dimensionamento condizionato dalle fasi costruttive e dalla deformabilità!

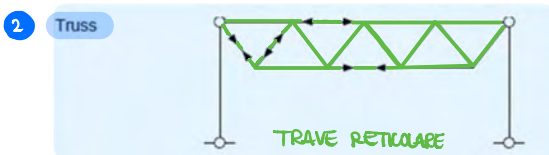
## 1.4 EDIFICI MONOPINNO

Dal punto di vista strutturale, si possono realizzare degli edifici monopinno attraverso 4 schemi base:

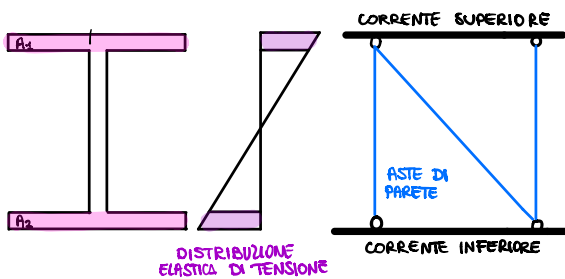


← Per le azioni orizzontali risulta essere una **struttura labile**  
 ↳ necessita di elementi di controvento per renderli **isostatici** (colonne)  
 ← Questo schema è da considerare solo per carichi verticali

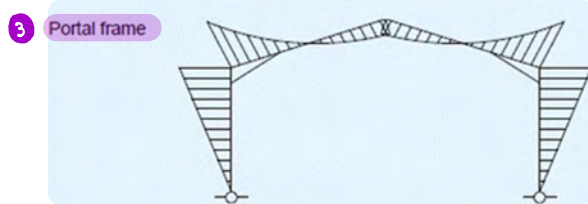
oppure posso avere la stessa soluzione ma con una **TRAVE RETICOLARE**



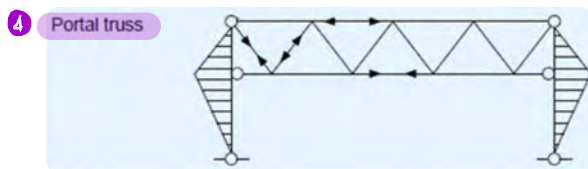
→ Il vantaggio della trave reticolare? Nel momento in cui la luce diventa grande, la trave diventa anch'ora molto grande. In questa trave che continua a crescere in altezza, ci accorgiamo che il **peso dell'anima** diventa via via sempre più importante rispetto al peso totale della sezione, ma nella realtà **l'impegno dell'anima dal punto di vista statico diminuisce sempre di più**: cioè il taglio non cresce velocemente come il momento flettente (perché è funzione della luce  $l$ , mentre il momento flettente è funzione del quadrato della luce  $l^2$ ). Quindi facendo crescere l'altezza della sezione della trave, mi ritrovo con delle sezioni sempre meno sollecitate a taglio: **l'anima lavora sempre di meno, ma come peso diventa sempre più importante.**



Allora, per ridurre il peso, posso realizzare una **struttura reticolare** (riducendo così il peso dell'anima). Se guardiamo la **distribuzione elastica di tensione**, essa è portata per il **70-80%** dalle **2 flange**, allora posso pensare di realizzare una **struttura reticolare** in cui metto un **corrente superiore** che ha più o meno l'area dell'ala superiore  $A_s$ , un **corrente inferiore** che ha più o meno l'area dell'ala inferiore, e al posto di mettere l'anima posso mettere delle **aste di parete** (come se fosse un'anima molto sottile). Nella **reticolare** i vari elementi lavorano per sforzi normali. Le stesse soluzioni possono essere portate con uno schema a portale ↓

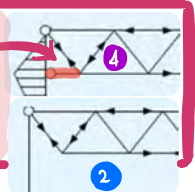


Non realizzo più dei nodi incrinati ma degli incastri. Otteengo così un **PORTAL FRAME** (se la trave è ad anima piena).



Se invece inserisco una trave reticolare con un **PORTAL TRUSS**.

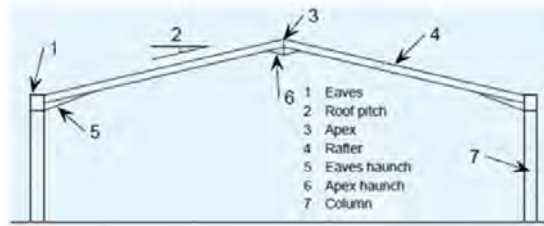
**N.B.** La differenza tra la soluzione 2 e la soluzione 4 è la presenza di un elemento finale se metto questo elemento con un **incastro nodale**, se non lo metto la **struttura si comporta in semplice appoggio**.



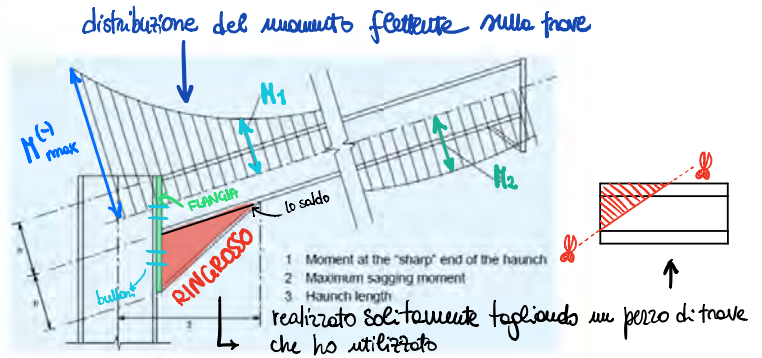


CARATTERISTICHE TIPO

- Luce: 15÷50m (25÷35m range di maggior efficacia)
- Altezza di gronda: 5÷10m
- Inclinazione del tetto: 5÷10° (6° valore più usuale)
- Interasse fra i portali: 5÷8m (valore crescente con l'aumentare della luce)
- Sezione più utilizzate (laminare a caldo): I per le travi, H per le colonne
- Classe acciaio: S235/S275 (per acciai più resistenti diventa condizionante la deformabilità)
- Ringrossi in corrispondenza della gronda al fine di incrementare la resistenza a flessione e facilitare la connessione bullonata alla colonna
- Ringrossi più piccoli in corrispondenza della cuspide per facilitare la connessione bullonata



Il ringrosso di gronda è ricavato dalla stessa sezione della trave (o leggermente superiore) e saldato ad intradosso trave. La lunghezza del ringrosso di gronda è tipicamente il 10% della luce tale per cui la trave lavora con momenti positivi e negativi di uguale valore.

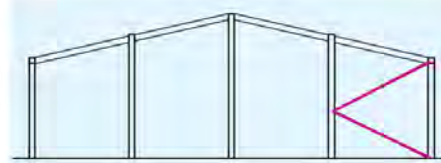
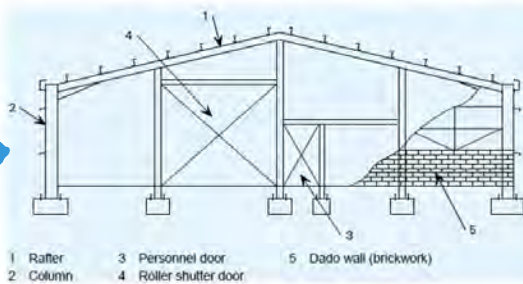


N.B.

Il momento negativo di incastro è più grande di quello positivo. Se facessi un dimmento momento delle travi (considerandola a sezione costante) sarebbe condizionato dal momento negativo. Per evitare di avere una trave sovraincuneata in tutte le altre sezioni, si mette un RINGROSSO in corrispondenza della sezione a momento negativo. Come si fa?

- Si valuta il max momento positivo operante sulla trave ( $M_2$ )
- Si individua la sezione a momento negativo che ha un momento pari a quello max positivo ( $M_1 = M_2$ )
- dalla sezione in cui ho  $M$  max negativo fino alla sezione trovata al punto 2 (ovvero per  $M_1$ ) vedo e posiziono il ringrosso che svolge così due compiti: agevolare il collegamento, aumentare la resistenza nelle zone a momento negativo più sollecitate

Il PORTALE DI ESTREMITÀ può essere realizzato in 2 modi



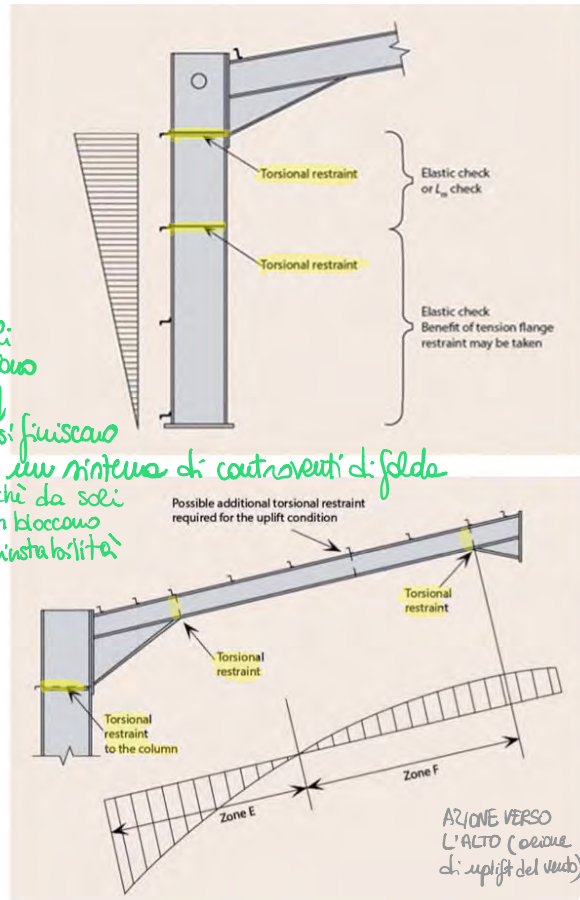
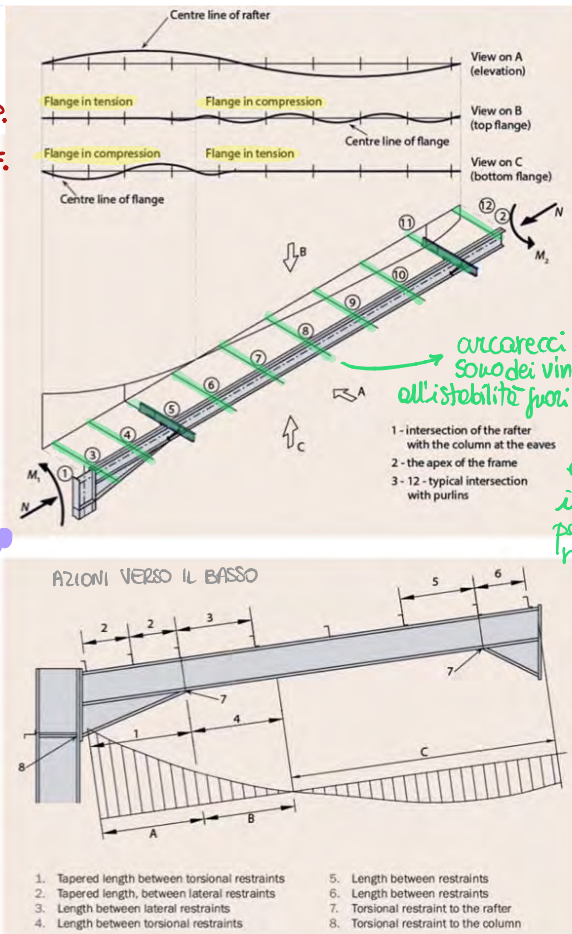
Portale di estremità identico a quello corrente (anche in vista di futuri ampliamenti) con aggiunta di elementi di baraccatura (struttura avente lo scopo di portare la pannellatura di chiusura). Le ulteriori colonne sono in semplice appoggio al telaio e alla fondazione e dovranno assorbire l'azione del vento.

Portale di estremità realizzato con travi di lunghezza contenuta semplicemente appoggiate alle colonne. In tal caso manca il telaio trasversale e quindi è necessario il relativo controvento trasversale.



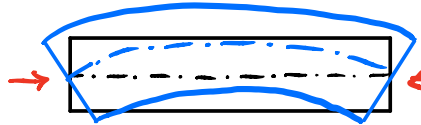
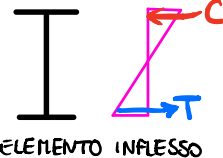
CORRENTE SUP.  
CORRENTE INF.

Schemi riassuntivi

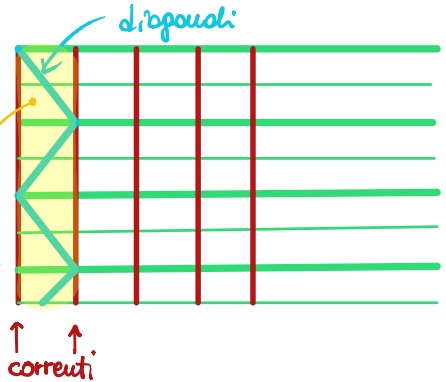
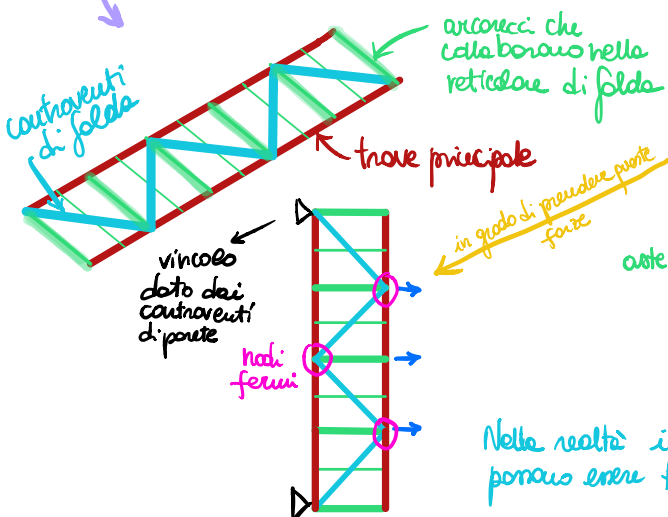


arcarecci sono dei vincoli all'instabilità fuori piano  
essi finiscono in un sistema di controventi di faldina perché da soli non bloccano l'instabilità

La trave è compressa e per tutto dobbiamo discutere dei problemi di instabilità e dunque valutare le lungherie libere di inflessione. L'instabilità non può avvenire solo per elementi compressi (instabilità EULERIANA), ma può avvenire anche per elementi inflessi (instabilità FLESSOTORSIONALE)



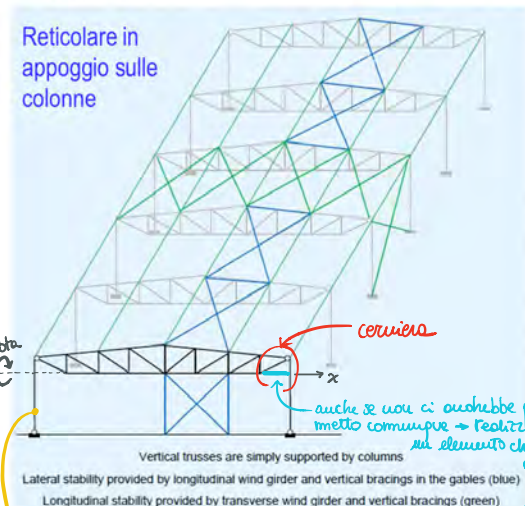
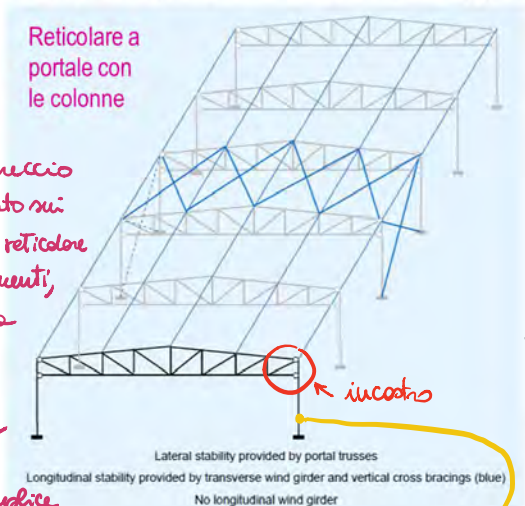
La piastrina superiore, poiché compressa tende ad instabilizzarsi fuori dal piano. Nasce nella trave una torsione



Nella realtà i controventi diagonali vengono messi ad X perché possono essere ferri ma da un lato che dall'altro

## 1.4.2 SISTEMI RETICOLARI

Soluzione economica per luci importanti e per carichi rilevanti. L'economicità, rispetto alla soluzione a portale, è dovuta alla mancanza dell'anima della trave e alla facilità di **variare le dimensioni dei vari elementi** per controllare efficacemente la deformabilità e/o la resistenza. Ovviamente cresce il costo della manodopera necessaria all'assemblaggio dei vari elementi.



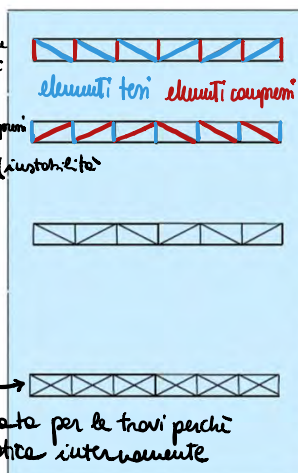
N.B. L'incrocio va appoggiato sui nodi della reticolare per chi altrimenti, se appoggiato sulle aste, le farebbe lavorare a flessione e non a semplice trazione / compressione

travi orizzontali messe per flessione delle colonne

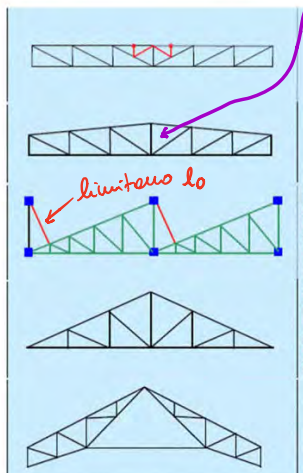
telaio labile per carichi orizzontali -> devo mettere un controvento trasversale

### 1.4.2.1 TIPO DI RETICOLARE

La migliore soluzione è quella che vede gli elementi compressi di minore lunghezza (instabilità).  
di solito non usata per le travi perché iperstatica internamente



**Pratt truss:** In a Pratt truss, diagonal members are in tension for gravity loads. This type of truss is used where gravity loads are predominant.  
Long spans: range from 20 to 100 m  
In a truss as shown, diagonal members are in tension for uplift loads. This type of truss is used where uplift loads are predominant, such as open buildings.  
**Warren truss:** In this type of truss, diagonal members are alternatively in tension and in compression. This type of truss is also used for the horizontal truss of gantry/crane girders (see Figure 1.5)  
There are two different types of X truss:  
• if the diagonal members are designed to resist compression, the X truss is the superposition of two Warren trusses.  
• if the resistance of the diagonal members in compression is ignored, the behaviour is the same as a Pratt truss.  
This shape of truss is more commonly used for wind girders, where the diagonal members are very long.



It is possible to add secondary members in order to:  
• create intermediate loading points  
• limit the buckling length of members in compression (without influencing the global structural behaviour).  
For any of the forms shown above, it is possible to provide either a single or a double slope to the upper chord of a roof supporting truss. This example shows a duo-pitch truss.  
Simply supported, smaller spans. Range from 10 to 15 m  
Single slope upper chord for these triangular trusses, part of a "saw tooth roof". North oriented windows.  
**Fink truss:** This type of truss is more commonly used for the roof of houses.

maggiore braccio di leva per aumentare il  $N_{max}$

Le soluzioni più economiche si ottengono scegliendo sistemi reticolari con **aste compresse di lunghezza ridotta** (vedi slide successiva) ed adottando una soluzione strutturale che preveda carichi applicati solo nei nodi e non lungo le aste.

L'inclinazione delle aste di parete è compresa nel range  $35 \div 55^\circ$  (meglio  $40 \div 50^\circ$ )  
più le aste tendono a diventare suborizzontali, più i ferretti diventano grandi

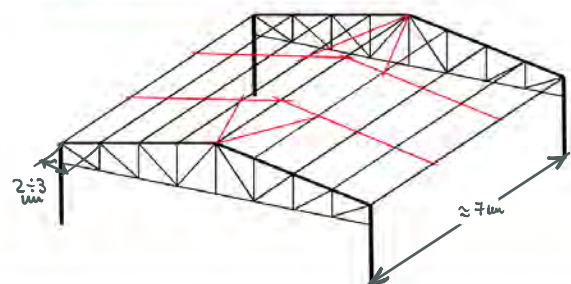


### 1.4.3 ARCARECCI

Il passo degli arcarecci è conseguente alle caratteristiche della lamiera grecata, all'interasse delle capriate e alla tipologia della struttura principale. E' utile che gli arcarecci siano collocati in corrispondenza dei nodi della struttura principale per evitare gravose azioni flessionali sul corrente superiore. Gli arcarecci sono delle travi inflesse (pressoinflesse se fanno parte dei controventi di falda); poiché sono direttamente appoggiati al corrente superiore, ne seguono la pendenza, possono essere inclinati e quindi soggetti a flessione deviata. Per luci fino ai 7 metri si utilizzano profili IPE, U o profili a freddo pressopiegati. L'uso dei pressopiegati si sta diffondendo poiché permette notevoli risparmi in peso sui singoli arcarecci, ma, poiché questi costituiscono una consistente quota del peso totale, questo risparmio dà luogo ad una notevole economia complessiva; per luci superiori possono essere utilizzati elementi composti a traliccio o travi alveolari.

Anche per modeste pendenze della falda, se i profili adottati hanno diverso modulo resistente sui due piani principali, può essere conveniente interrompere la luce degli arcarecci sul piano di falda con dei pendini; si riduce la sollecitazione flessionale relativa a tale piano e si può utilizzare un profilo di minor peso.

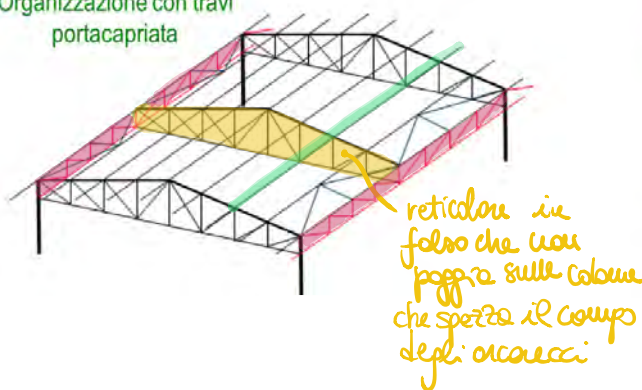
Organizzazione con pendini



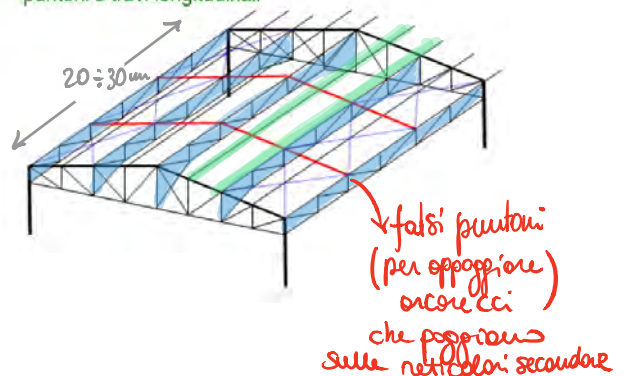
Quando è richiesto un passo dei ritzi superiore ai 7÷8 metri, per non appesantire gli arcarecci, può essere realizzata una trave portacapriata.

Un'altra soluzione si ottiene impostando travi secondarie longitudinali alle quali si appoggiano travi terziarie chiamate falsi puntoni

Organizzazione con travi portacapriata



Organizzazione con falsi puntoni e travi longitudinali



### 1.4.5 VIE DI CORSA

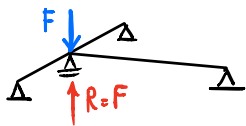
Le vie di corsa sono travi orizzontali che corrono longitudinalmente da ritto a ritto e permettono la movimentazione del corroponte tramite ruote fissate all'estradosso.

I carichi cui sono soggette sono:

- il peso proprio
- le azioni verticali delle ruote delle gru a ponte incrementate dell'effetto dinamico
- le azioni orizzontali trasversali dovute al serpeggiamento e alle azioni di inerzia del carrello, valuta pari a  $1/10$  del carico verticale trasmesso dalle ruote se non meglio specificate
- le azioni longitudinali dovute alle azioni di inerzia del ponte pari, se non meglio specificate, a  $1/7$  del carico sulle ruote frenate (queste sono convogliate a terra dai controventi di parete).

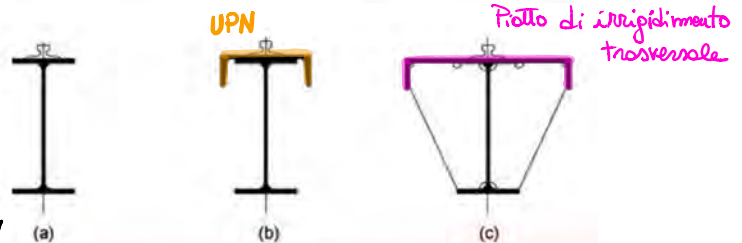
perché non il corroponte che la trave non sono perfettamente rettilinee

SITUAZIONE PEGGIORE IN POSIZIONAMENTO DEL CARICO



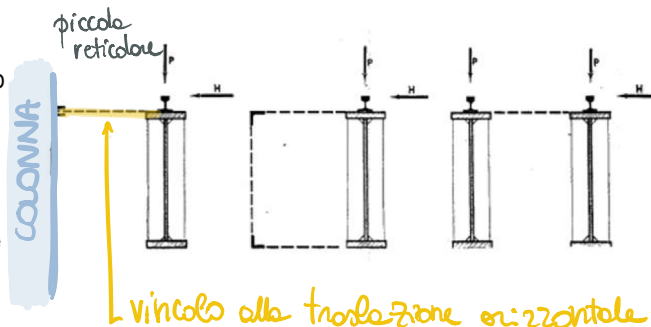
Le vie di corsa devono contenere le deformazioni sia sul piano orizzontale sia sul piano verticale, quindi associano alla trave che porta direttamente il carico verticale un elemento orizzontale irrigidente; l'ordine di grandezza degli spostamenti massimi accettabili è:  $1/800$  della luce sul piano verticale,  $1/1600$  su quello orizzontale. Per luci modeste e piccoli carichi verticali possono essere costituite da profili laminati o saldati, irrigiditi orizzontalmente da profili collegati alla briglia superiore.

- Trave verticale in profilo laminato con l'aggiunta di elementi di controvento (anche loro laminati) collegati alla briglia superiore. Soluzione valida per luci modeste e per gru di poche tonnellate di portata.

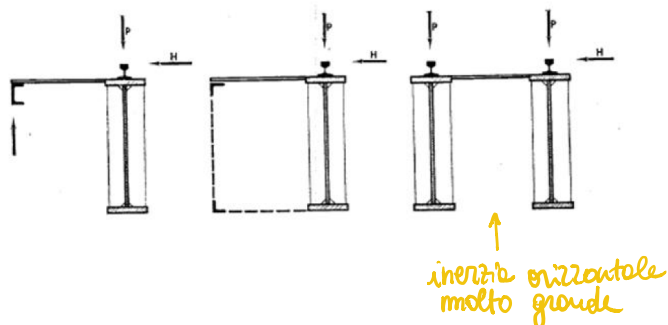


↑ IRREGIDIMENTI  
 poca inerzia nella direzione orizzontale  
 aumenta l'inerzia orizzontale

- Trave verticale con sezione ad I saldata (verifiche di fatica!) ed elemento di controvento orizzontale a traliccio. La briglia del controvento può venire sostenuta in punti intermedi dalla baraccatura. In assenza di tale sostegno occorre prevedere una trave secondaria verticale in traliccio leggero che funzioni da sostegno, eventualmente chiudendo a cassone con un traliccio sistemato fra le briglie inferiori della trave principale e della trave secondaria. Se le travi sono gemelle, l'elemento di controvento viene sistemato tra i correnti superiori delle travi stesse.



- Trave verticale con sezione ad I saldata (verifiche di fatica!) ed elemento di controvento orizzontale a parete piena. In tal caso il controvento potrà servire anche da passerella di manutenzione e di accesso alle gru.





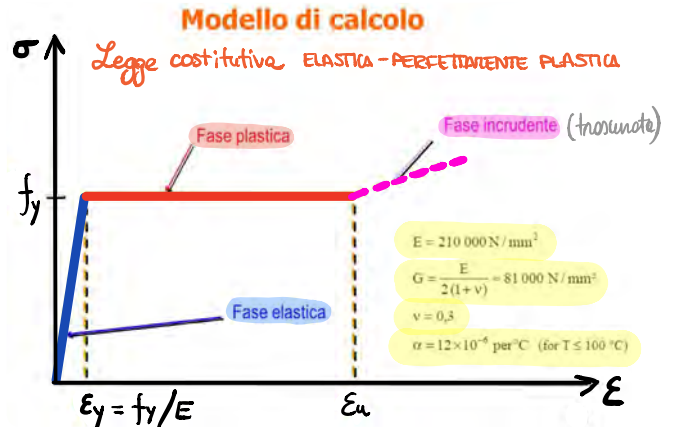
# 1.5 MATERIALE

Le leghe **ferro-carbonio** si differenziano sulla base del quantitativo di **carbonio** (il carbonio eleva le caratteristiche di resistenza ma riduce la duttilità e la saldabilità)

**Ghise** Tenore di carbonio > 1.7% in peso

**Acciai** Tenore di carbonio < 1.7% in peso  
Acciai da carpenteria 0.1+0.3%

- Oss:**
- Il materiale è caratterizzato da un legame **simmetrico** in trazione e compressione
  - Generalmente il legame costitutivo viene schematizzato con un modello elastico perfettamente plastico non considerando un eventuale effetto incrudente



## 1.5.1 SISTEMA DI DESIGNAZIONE DEGLI ACCIAI



<b>S</b>	<b>Gruppo acciaio</b> (acciai che sono disponibili sul mercato →)	<ul style="list-style-type: none"> <li>B: Acciaio per cemento armato</li> <li>C: Acciai non legati al carbonio</li> <li>D: Acciaio prodotti piani per formatura a freddo</li> <li>E: Acciaio per costruzioni meccaniche</li> <li>G: Acciaio da getti di acciaio</li> <li>H: Acciaio ad alta resistenza</li> <li>HS: Acciai rapidi</li> <li>L: Acciai per tubi di condutture</li> <li>M: Acciai magnetici</li> <li>P: Acciai per impieghi sotto pressione</li> <li>R: Acciai per rotaie</li> <li>S: Acciai per impieghi strutturali</li> <li>T: Acciai per banda nera, stagnata e cromata</li> <li>X: Acciai legati (fra cui gli acciai inossidabili)</li> <li>Y: Acciai per cemento armato precompresso</li> </ul>
----------	--	--

TENSIONE DI SNERVAMENTO [MPa]

<b>355</b>	<b>Caratteristiche meccaniche</b>	carico unitario di snervamento in N/mm <sup>2</sup>
------------	-----------------------------------	---

<b>K2</b>	<b>Resilienza</b>	min 27J	min. 40J	Temp °C
		JR	KR	20
		JO	KO	0
		J2	K2	-20
		J3	K3	-30
		J4	K4	-40

*verifica macchina*  
*T di minimo sono*

J → 27J  
K → 40J  
N.B. sono resilienze misurate sulla provetta che usa è quella area della struttura in opera. Inoltre la resilienza è funzione dello spessore (vedere TAB EC3 pag 36)

<b>G3 H</b>	<b>Caratteristiche fisiche</b>	M: laminazione termomeccanica	C: formatura speciale a freddo
		N: laminazione da normalizzare	D: zincatura
		G1: effervescente	E: smaltatura
		G2: calmato	H: profilo cavo
		G3: stato di fornitura opzionale	L: bassa temperatura
		G4: stato di fornitura a discrezione del produttore	O: offshore
			S: costruzione navale
			T: tubi
	W: resistente alla corrosione atmosferica		

*acciaio di tipo CORTEN*

## 1.5.2 RESILIENZA

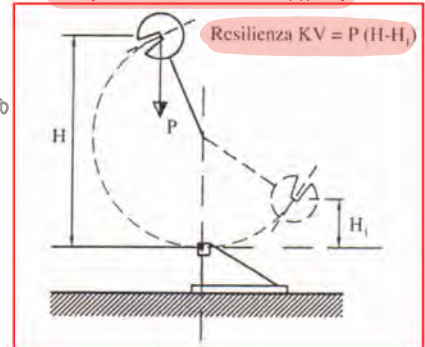
è la Resistenza alla rottura fragile degli acciai (**tenacità**)  
Esso indica come l'acciaio risponde ad azioni di tipo impulsivo (di tipo

- ✓ Al crescere della resistenza meccanica decresce la resilienza
- ✓ È fortemente influenzata dalla **temperatura**  
Il materiale deve avere sufficiente tenacità per evitare rottura fragile alla minima temperatura di servizio che si prevede possa verificarsi durante la vita prevista della struttura
- ✓ Viene valutata mediante prove realizzate con il **pendolo di Charpy**  
La resilienza è data dal rapporto tra energia dissipata e area della sezione di gola del provino. L'energia dissipata nel provino è proporzionale alla differenza di quota nella risalita del pendolo

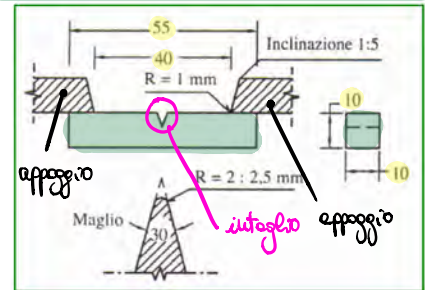
Il provino è vincolato in semplice appoggio, e viene colpito da un maglio (pendolo con molla battente) che cade da un'altezza iniziale  $H$ . Dopo che impatta con il provino, lo rompe, e risale di una certa quantità  $H_1$ . Allora  $H - H_1 =$  **energia assorbita dal provino.**

↓  $T$  temperatura  
↓  $t$  tempo di corso  
↓ resilienza ⇒ ↓ duttilità

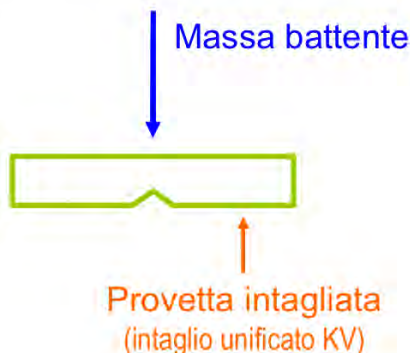
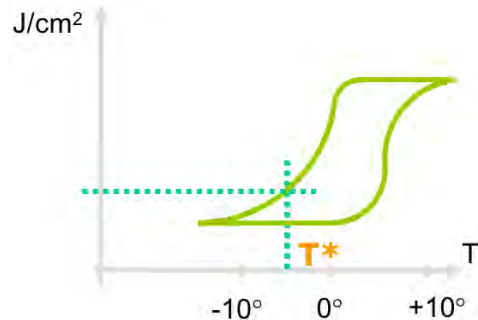
### PENDELO DI CHARPY



### BARRETTA PER LA PROVA DI RESILIENZA



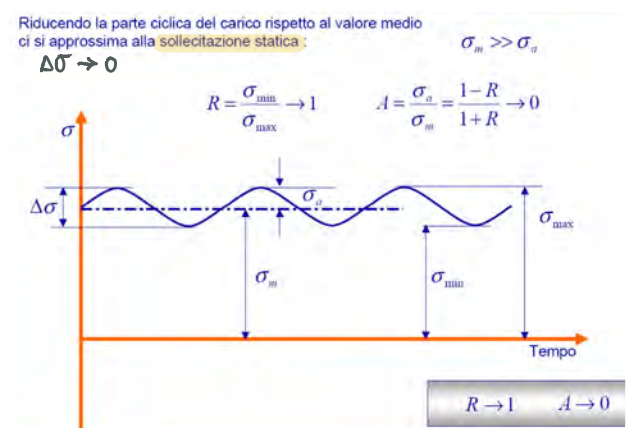
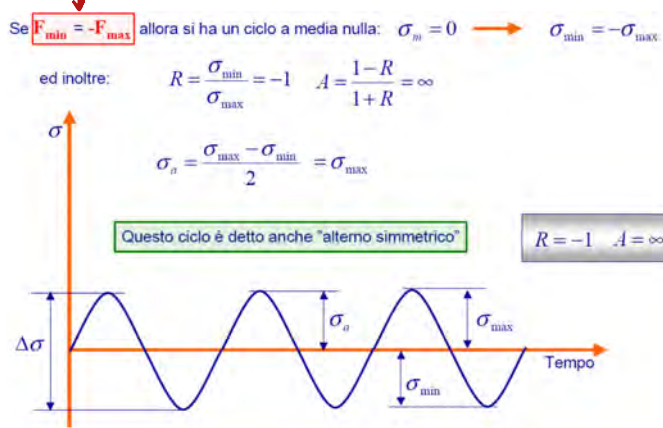
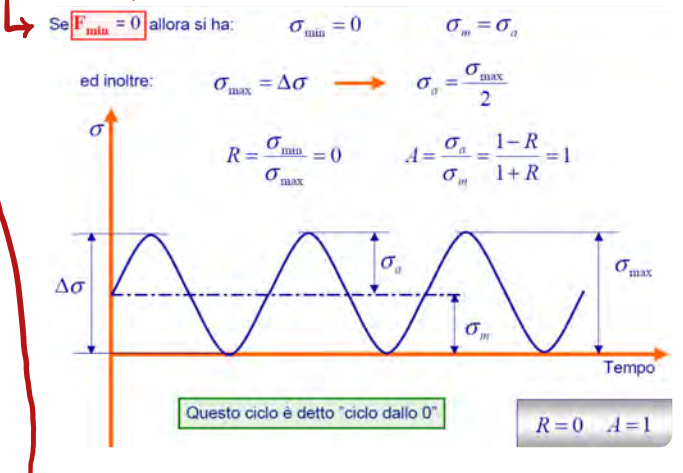
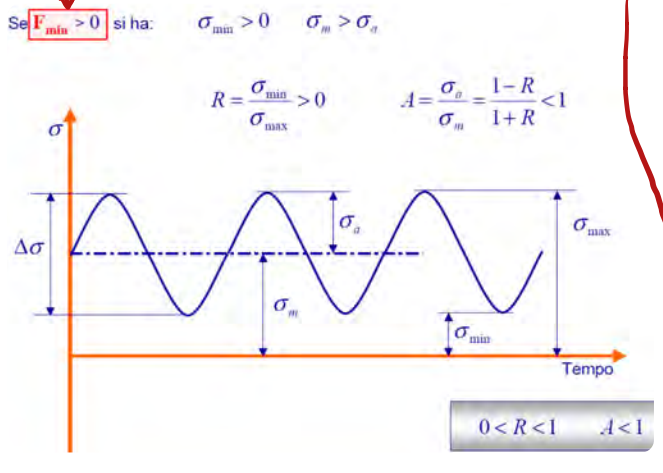
- Esiste una temperatura  $T^*$  (**temperatura di transizione**) al di sotto della quale la resilienza si riduce a valori estremamente bassi considerati inammissibili.
- Occorre impiegare acciai con  $T^*$  relativamente bassa al fine di garantire nelle condizioni di servizio della struttura una resilienza adeguata



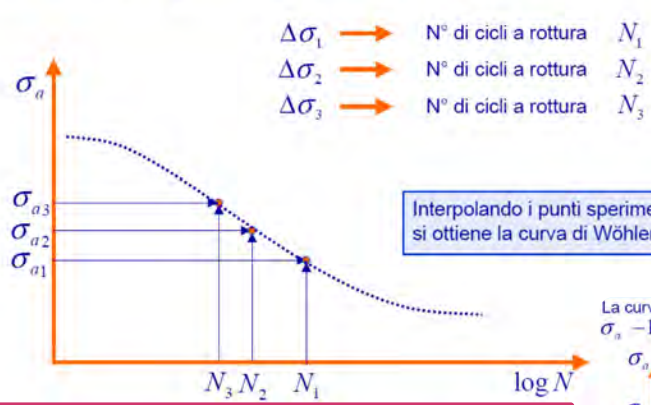
**27 J** → valore minimo di energia da garantire su provino unificato con intaglio a V (tipo KV) alle temperature di  $-20^\circ, 0^\circ, 20^\circ$  rispettivamente per gli acciai di grado (D), (C), (B)



**Facciamo avere diversi tipi di prove**

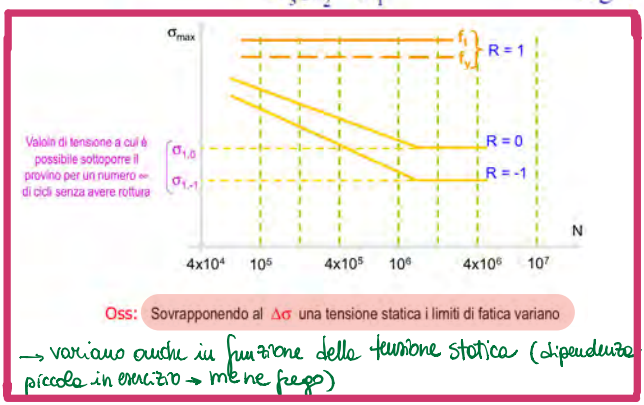
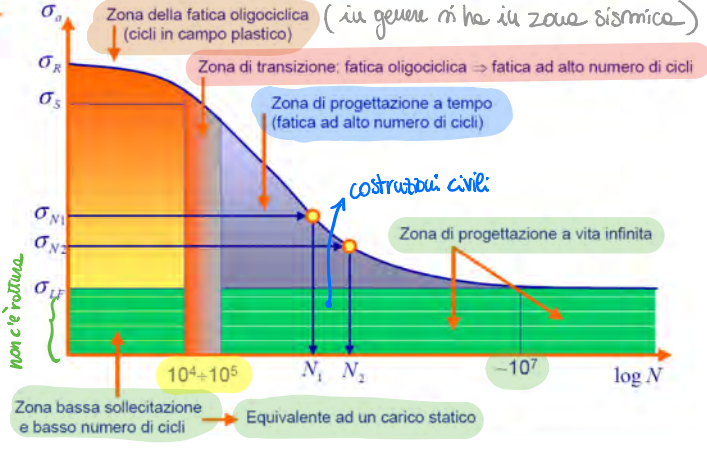


I risultati delle prove vengono riportati in un piano semilogartmico  $\sigma - \log N$





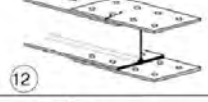



curva = risposta dell'acciaio al crescere del  $N_f$ : cicli o delle tensioni applicate

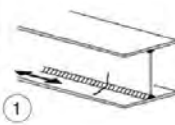
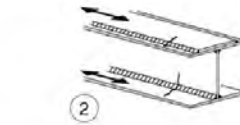
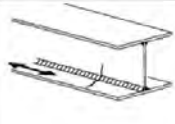
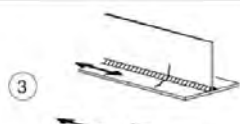
La curva di Wöhler rappresenta un fenomeno complesso ed individua diverse aree, nel piano  $\sigma_a - \log N$ , alle quali sono associate altrettante procedure di progetto a fatica.



STRUTTURE BULLONATE

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
112		8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.	8) $\Delta\sigma$ to be calculated on the gross cross-section.
		8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.	8) ... gross cross-section.
90		9) Double covered joint with fitted bolts.	9) ... net cross-section.
		9) Double covered joint with non preloaded injection bolts.	9) ... net cross-section.
		10) One sided connection with preloaded high strength bolts.	10) ... gross cross-section.
		10) One sided connection with preloaded injection bolts.	10) ... gross cross-section.
80		11) Structural element with holes subject to bending and axial forces	11) ... net cross-section.
			12) One sided connection with fitted bolts.
			12) One sided connection with non-preloaded injection bolts.
50		13) One sided or double covered symmetrical connection with non-preloaded bolts in normal clearance holes. No load reversals.	13) ... net cross-section.

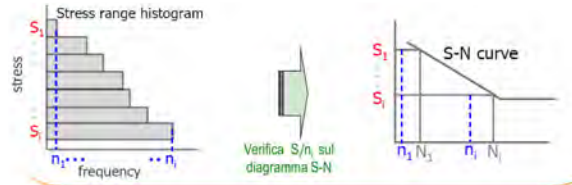
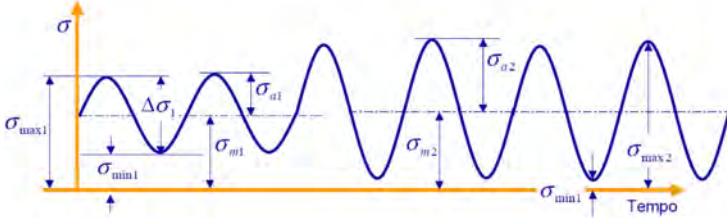
STRUTTURE SALDATE

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
125		Continuous longitudinal welds:	Details 1) and 2);
		1) Automatic butt welds carried out from both sides.	No stop/start position is permitted except when the repair is performed by a specialist and inspection is carried out to verify the proper execution of the repair.
112		2) Automatic fillet welds. Cover plate ends to be checked using detail 6) or 7) in Table 8.5.	
		3) Automatic fillet or butt weld carried out from both sides but containing stop/start positions.	
100		4) Automatic butt welds made from one side only, with a continuous backing bar, but without stop/start positions.	4) When this detail contains stop/start positions category 100 to be used.
		5) Manual fillet or butt weld.	
100		6) Manual or automatic butt welds carried out from one side only, particularly for box girders	5). 6) A very good fit between the flange and web plates is essential. The web edge to be prepared such that the root face is adequate for the achievement of regular root penetration without break-out.
		7) Repaired automatic or manual fillet or butt welds for categories 1) to 6).	7) Improvement by grinding performed by specialist to remove all visible signs and adequate verification can restore the original category.



**Oss: Danneggiamento cumulato**

Generalmente sia l'ampiezza che il valore medio della sollecitazione sono variabili nel tempo.

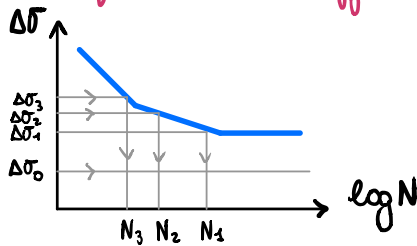


Legge del danneggiamento cumulato (Miner)

$$D = \sum (n_i / N_i)$$

**D = 1** collasso

Come funziona la legge di Miner?



ho le curve S-N, so che la mia struttura sarà soggetta a:

occorrenza ↓

- Δσ<sub>1</sub>
- Δσ<sub>2</sub>
- Δσ<sub>3</sub>
- ⋮

cicli reali:  
 per n<sub>1</sub> volte  
 per n<sub>2</sub> volte  
 per n<sub>3</sub> volte  
 ⋮

numero cicli max che mi porta a rottura la struttura

- N<sub>1</sub>
- N<sub>2</sub>
- N<sub>3</sub>
- ⋮

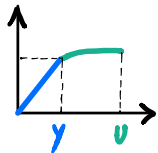
$$\Delta\sigma_0 \Rightarrow \frac{N_0}{N_0} \Rightarrow \approx 0$$

$$D = \sum n_i / N_i < 1 \text{ LEGGE DI MINER}$$

per **D=1** → **COLASSO**

## 1.6 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

La classificazione è effettuata per valutare la reale **ductilità** delle sezioni in acciaio. Quando parliamo di ductilità in una qualunque struttura intendiamo il rapporto tra una caratteristica ultima  $U$  di colono e una caratteristica di snervamento  $y$ .



**DUCTILITÀ** = PARTE PLASTICA / PARTE ELASTICA

Andando a considerare un qualunque diagramma che ha un comportamento come in figura, definisco un limite elastico  $y$  ed uno ultimo  $U$ . La **ductilità** è definita in generale come il loro rapporto.

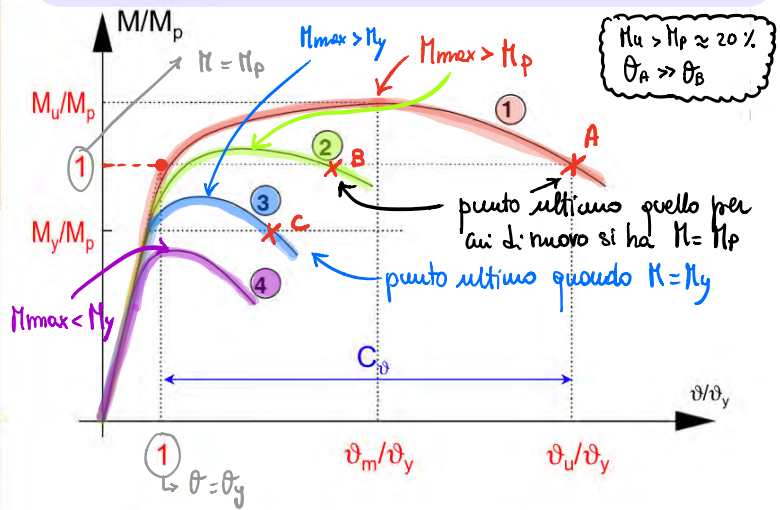


Ovviamente per avere ductilità di struttura serve la ductilità dell'elemento strutturale, per avere la ductilità di membratura serve ductilità di sezione e per avere ductilità di sezione serve quella del materiale.

CLASSE 1 e 2	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Prima plasticizzazione</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Piena plasticizzazione</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Instabilità locale</div>
CLASSE 3	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Prima plasticizzazione</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Instabilità locale</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Piena plasticizzazione (*)</div>
CLASSE 4	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Instabilità locale</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 2px;">Prima plasticizzazione</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Piena plasticizzazione (*)</div>

(\*) delle parti efficaci

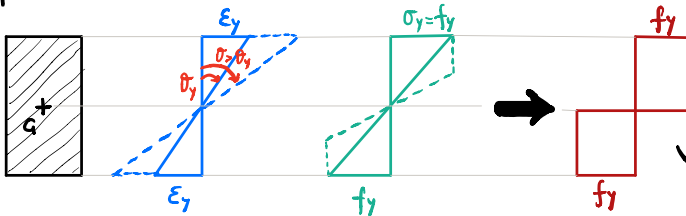
DIAGRAMMA MOMENTO-CURNATURA ADIMENSIONALIZZATO



**Capacità rotazionale R**  
 $C_\theta = (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = (\theta_u / \theta_y) - 1$

**CLASSE 1**

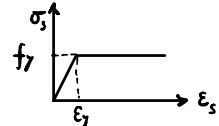
Consideriamo un comportamento elastico-lineare fino alla rotazione di snervamento  $\theta_y$  a cui corrisponde il momento plastico  $M_p$ , dopo la rotazione è in grado di portare un momento che è  $>$  del momento plastico.



SITUAZIONE DI COMPLETA PLASTICIZZAZIONE

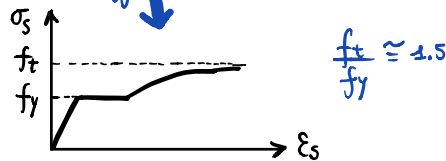
$$\int \sigma_y dA = M_p a$$

per una sezione in acciaio che segue questa legge costitutiva



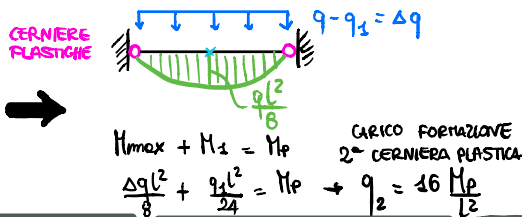
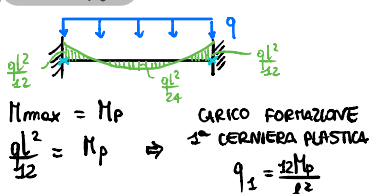
ma nella realtà questa non è la vera legge costitutiva (ma una semplificazione).

Sezioni trasversali in grado di sviluppare completamente una cerniera plastica e aventi capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica (sezioni plastiche o duttili):  $C_\theta \geq 3$



Le sezioni di classe 1 sono quelle capaci di sfruttare (da un punto di resistenza) la parte incrudente, infatti il  $M_u > M_p$ ! Inoltre riesce ad arrivare a delle deformazioni ultime ( $\theta_u$ ) che sono abbastanza più grandi rispetto alle deformazioni elastiche ( $\theta_y$ ).

**ESEMPIO**

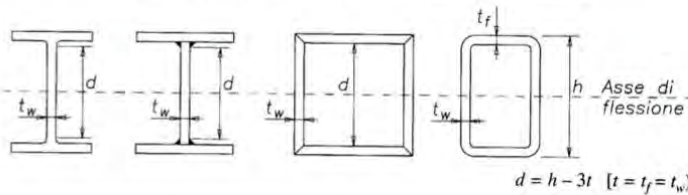


LE SEZIONI DI CLASSE 1 PERMETTONO LA FORMAZIONE DELLA 3ª CERNIERA PLASTICA PERCHÉ HANNO UNA  $C_\theta$  MOLTO ELEVATA. NON TUTTE LE SEZIONI RIESCONO A FARE CIÒ, PERCHÉ NASCONO INSTABILITÀ LOCALI AVENDO  $C_\theta$  PIÙ BASSI. AD ESEMPIO SEZIONI DI CLASSE 2 NON RIESCONO A FORMARE LA 3ª CERNIERA PLASTICA (NO CHERMETISMO).

Come andiamo a capire (dal punto di vista progettuale) a quale classe appartiene la nostra sezione? La classe di una sezione si vuole **valutando prima** supponendo la classe di ogni lamina che compone la sezione, dopodiché la classe della sezione diventa la maggiore (ovvero la più penalizzante, la meno duttile) delle classi degli elementi che la compongono. (es. sezione a doppio T: valuto classe della superiore, poi quella dell'ala inferiore e poi quella dell'anima), e poi trovo la classe della sezione come la maggiore tra queste

Le **parti compresse** di una sezione possono appartenere a **classi diverse**: la **sezione** compressa, inflessa, presso-inflessa viene **classificata sulla base della classe della componente meno favorevole**

a) Anima (elementi interni perpendicolari all'asse di flessione):



Di seguito si considereranno le regole progettuali ed i criteri di calcolo prevalentemente applicabili alle sezioni di classe 1/2/3 rimandando a trattazioni più specialistiche l'approccio per le sezioni di classe 4

← elementi di riferimento

Classe	Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione	Anima soggetta a flessione e compressione
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva) (nell'anima)			
1	$d/t_w \leq 72\epsilon$	$d/t_w \leq 33\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396\epsilon/(13\alpha-1)$ Quando $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36\epsilon/\alpha$
2	$d/t_w \leq 83\epsilon$	$d/t_w \leq 38\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456\epsilon/(13\alpha-1)$ Quando $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5\epsilon/\alpha$

Esempio dei criteri di definizione della classe (1/2), in funzione del rapporto larghezza/spessore delle componenti della sezione (anima)

← casi di sollecitazione nell'anima

← criteri di classificazione

se questi valori sono rispettati la classe è 2

dipende dal materiale  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Classe	Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione	Anima soggetta a flessione e compressione	
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)				
3	$d/t_w \leq 124\epsilon$	$d/t_w \leq 42\epsilon$	Quando $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42\epsilon/(0,67+0,33\psi)$ Quando $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Esempio dei criteri di definizione della classe (3), in funzione del rapporto larghezza/spessore delle componenti della sezione (anima)

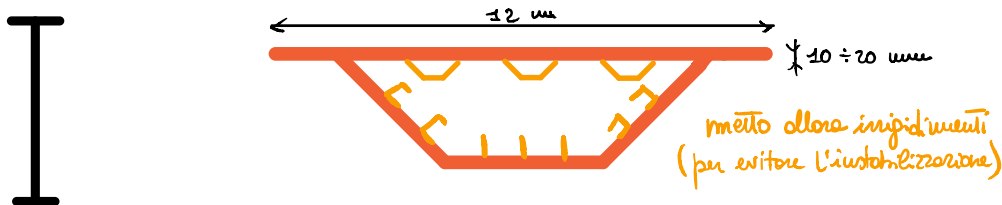
distribuzione delle tensioni classe 3: sezioni trasversali nelle quali le fibre compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico

↳ tabelle simili: entrano pure per le ali

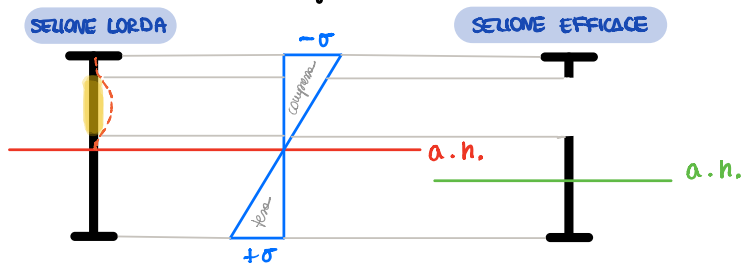


Quando posso ottenere nervoi di **CLASSE 4**? O quando uso profili troppo alti o quando realizzo sezioni saldate.

**ESEMPIO** → Quando mi costruisco io la nervone di una trave da ponte, nuda e cruda pure sarebbe di classe 4. Oppure quando faccio un ponte scatolare a lamiera irrigidite.

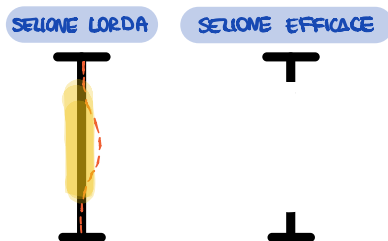


Come si trattano le sezioni di classe 4? Innanzitutto di avere una sezione ad I soggetta a **flessione** (distribuzione elastica) (a momento positivo). L'azione si può instabilizzare come in figura. Per tenere conto che la zona evidenziata si instabilizza, al posto di tener conto della sezione lorda, considero una sezione efficace dove ho tolto le aree che si instabilizzano. Togliendo il pezzo instabilizzato nella sezione efficace il baricentro e l'asse neutro si spostano e la distribuzione delle tensioni non sarà più simmetrica.

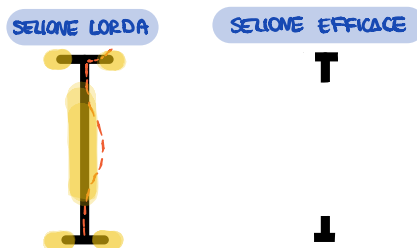


Se la stessa sezione fosse soggetta a  **sola compressione**?

- se solo l'azione è di classe 4
- se sia l'azione che le di sono di classe 4

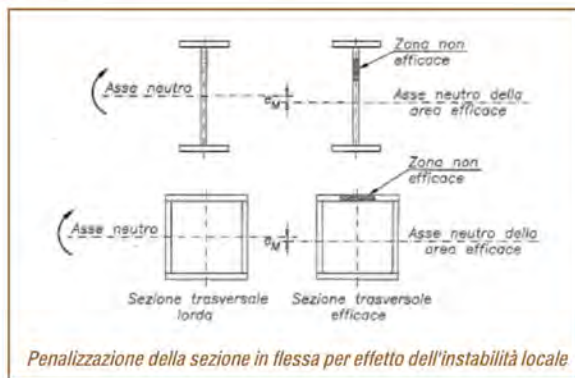
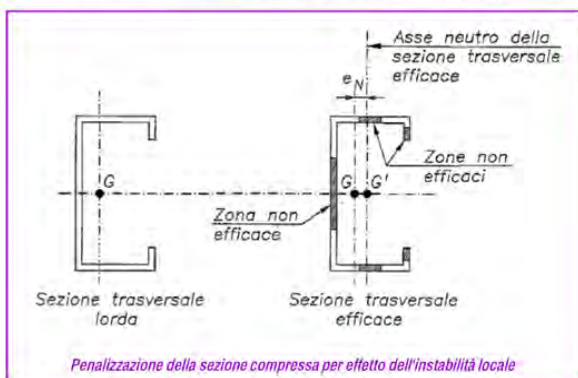


(mentre al di classe 3)

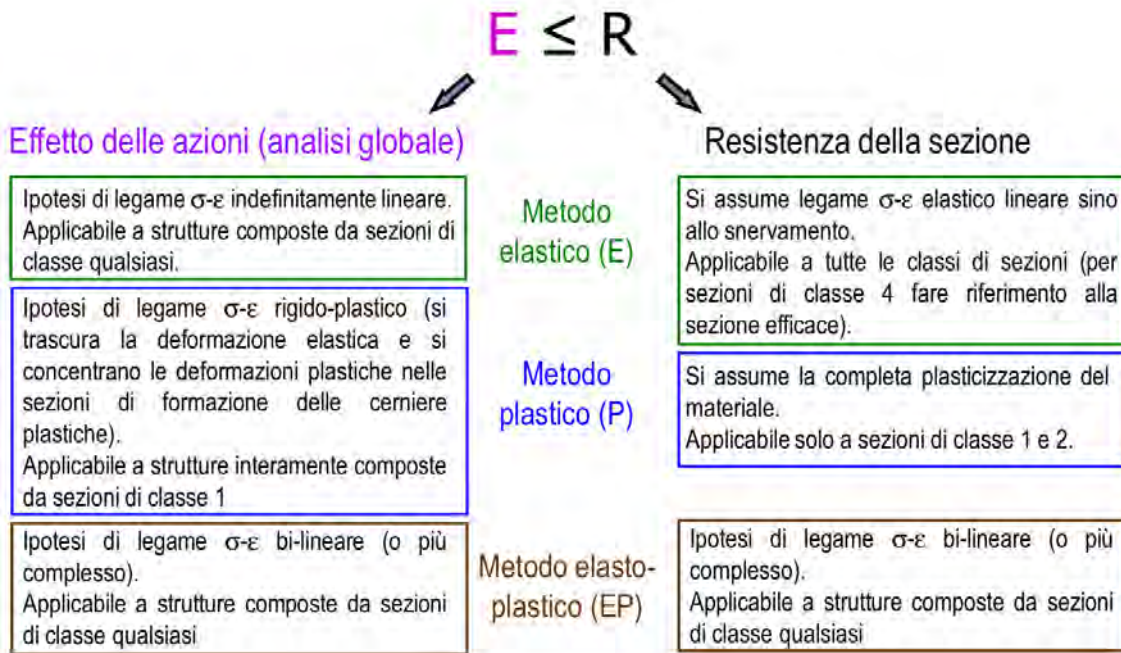


Le regole per la determinazione delle zone da togliere → **EN 1993 (EC3) - 1-5**

Il secondo metodo (previsto dalla normativa) consiste nel deauperare la sezione delle parti imbozzate, repute non reagenti (**metodo delle aree efficaci**).



# 1.7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA



a patto di prendere in considerazione gli effetti delle imperfezioni

	Analisi globale			Resistenza delle sezioni		
	(E)	(P)	(EP)	(E)	(P)	(EP)
Classe 1	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Classe 2	SI	NO	SI	SI	SI	SI
Classe 3	SI	NO	SI	SI	NO	SI
Classe 4	SI	NO	SI	SI*	NO	SI

non tutti i metodi possono essere usati, ma la scelta va fatta in funzione della classe della sezione

perché solo queste classi sono capaci di sviluppare il momento plastico

perché solo le sezioni di classe 2 sono in grado di sviluppare un cinescopio

\* Con riferimento alla sezione efficace

## 1.7.1 ANALISI GLOBALE

### 1.7.1.1 EFFETTI DELLA DEFORMAZIONE

**Analisi del 1° ordine:** si impone l'equilibrio nella configurazione indeformata. Può essere utilizzata se possono ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura

**Analisi del 2° ordine:** si impone l'equilibrio nella configurazione deformata. Deve essere utilizzata se gli effetti della deformata della struttura incrementano significativamente gli effetti delle azioni o modificano significativamente il comportamento strutturale.

nel predimensionamento posso trascurare i peri propri (altrimenti non potrei nemmeno fare il predimensionamento perché servirebbe il momento di calcolo) → una volta predimensionato faccio l'analisi strutturale

1ª cosa da fare: capire se posso trascurare o meno gli effetti del 2° ordine.

COME ? → Può essere utilizzata un'analisi del 1° ordine se

Carico critico calcolato considerando la rigidità iniziale elastica della struttura

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq \begin{cases} 10 & \text{(analisi elastica)} \\ 15 & \text{(analisi plastica)} \end{cases}$$

Carico di progetto sulla struttura

nella distribuzione delle sollecitazioni posso trascurare gli effetti del 2° ordine, ma comunque li devo considerare lato resistenza (tenuto conto degli effetti dell'instabilità)

## 1. imperfezioni globali (in generale ne tengo sempre conto, poi ci sono delle eccezioni)

Si raccomanda che per i telai sensibili alla instabilità secondo un modo instabile laterale, l'effetto delle imperfezioni sia considerato nell'analisi del telaio attraverso una imperfezione equivalente sotto forma di una imperfezione laterale iniziale e di imperfezioni locali in termini di curvatura iniziale delle membrature. Le imperfezioni possono essere determinate da:

a) imperfezioni laterali globali iniziali, vedere figura 5.2:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.5)$$

dove:

$\phi_0$  è il valore base:  $\phi_0 = 1/200$ ; (in radianti)

$\alpha_h$  è il coefficiente di riduzione per l'altezza  $h$  applicabile alle colonne:

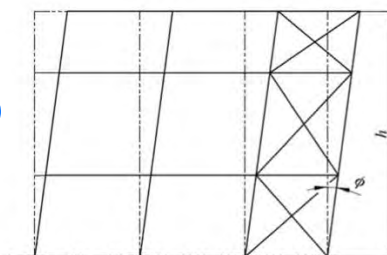
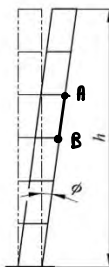
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ con la limitazione } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad \begin{matrix} \text{se } 0,5 \text{ prendo } \frac{2}{3} \\ \text{se } 1,5 \text{ prendo } 1 \end{matrix}$$

$h$  è l'altezza della struttura in metri;

$\alpha_m$  è il coefficiente di riduzione per il numero di colonne in una fila:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad \begin{matrix} \bullet m = 1 \Rightarrow \alpha_m = 1 \\ \bullet m \rightarrow \infty \Rightarrow \alpha_m = \sqrt{0,5} \end{matrix} \quad (\text{in 1 all'incirca})$$

$m$  è il numero di colonne in una fila, includendo solo quelle colonne che portano un carico verticale  $N_{Ed}$  non minore del 50% del valore medio del carico agente nelle colonne appartenenti al piano verticale considerato.



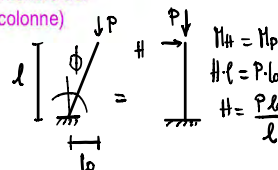
Per i telai di edifici le imperfezioni laterali possono essere trascurate quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$$

somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano (taglio di piano) considerato per effetto dei carichi orizzontali

carico verticale complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (somma degli sforzi assiali nelle colonne)

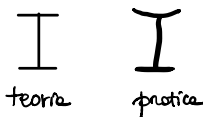
oppure posso tenere conto con una forza laterale equivalente



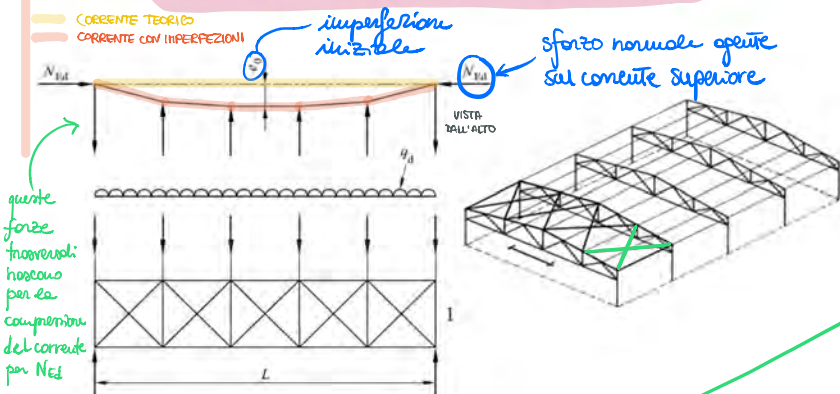
## 2. imperfezioni locali (riguardano solo la singola membratura)

non vanno considerate se i loro effetti sono già considerati nelle formule di resistenza utilizzate per la progettazione delle membrature

- non è rettilineo (ha una curvatura iniziale)
- oppure a livello della sezione



Esempio forze equivalenti alle imperfezioni geometriche su un sistema di controvento di falda di un edificio industriale monopiano



Il controvento serve ad impedire anche l'instabilizzazione del conoite superiore della reticolare. Come faccio a valutare il calcolo a cui sono sottoposte queste reticolari?

quanto vale?

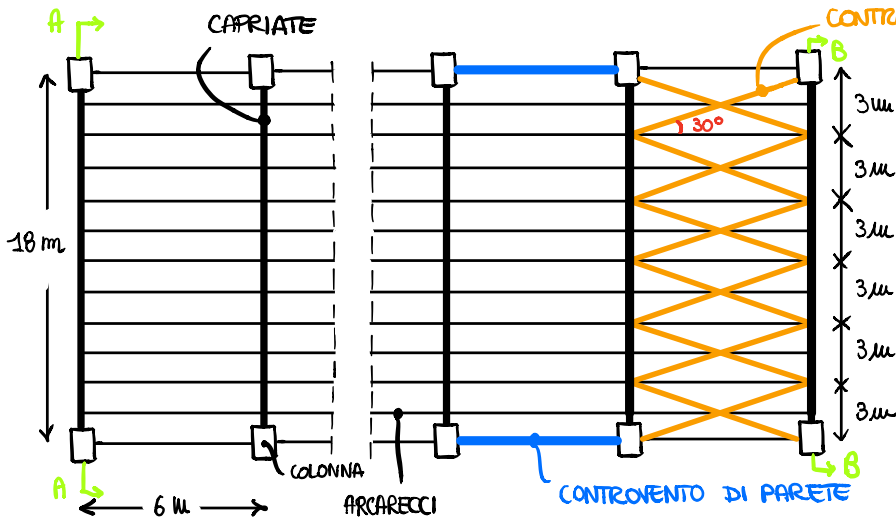
$$q_{ec} = \frac{N_{Ed} \cdot \alpha}{l^2} \quad \text{vedi pagina succedente}$$

Quindi l'imperfezione viene trasformata in un carico, questo carico poi lo metto nella mia reticolare di falda

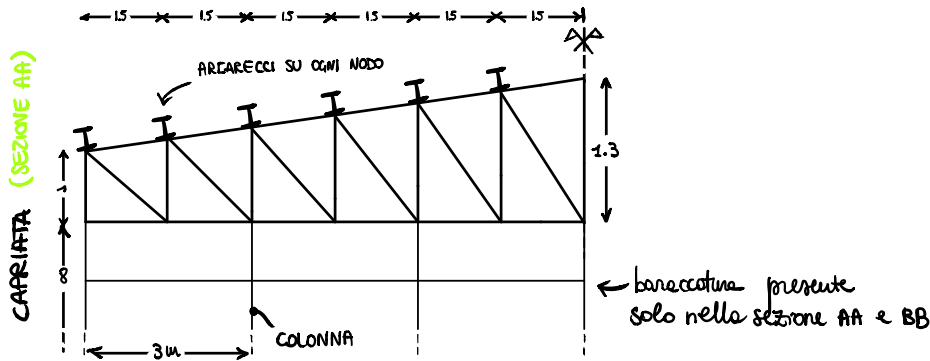


## ESEMPIO

~ CALCOLO DELLE AZIONI CHE FINISCONO SU UN SISTEMA DI CONTROVENTO



Le capriate in totale sono 9 (struttura lunga 54 m e larga 18 m).



### ① ANALISI DEI CARICHI

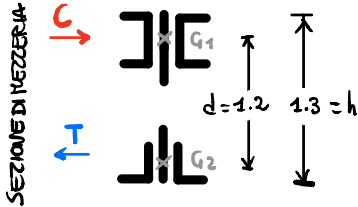
- PESO PROPRIO: 0.7 kN/m<sup>2</sup>
  - PESO PANNELLI COPERTURA: 0.15 kN/m<sup>2</sup>
  - PESO IMPIANTI INTERNI: 0.3 kN/m<sup>2</sup>
  - NEVE: 1.20 kN/m<sup>2</sup>
  - VENTO: 0.80 kN/m<sup>2</sup>
  - CARICO MANUTENZIONE < NEVE ⇒ trascurato perché non concomitante
- (stimato: arcarecci + reticolare) <sup>0.2</sup> ↑
- solo operi alla reticolare (non computatamente definiti → applico m) <sub>s<sub>g</sub> = 1.5</sub>

### ② MATERIALE

S 275 J0  
 $E_s = 2 \cdot E_8 \text{ kN/m}^2$

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} = \frac{20.43 \cdot 18^2}{8} = 816 \text{ kNm}$$

Lo sforzo di trazione nel corrente inferiore T e lo sforzo di compressione C nel corrente superiore sono uguali e possono dati da  $M_{Ed} /$  la distanza d:



$$T = C = \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{816}{1.2} = 680 \text{ kN}$$

Da queste forze, dividendo per una teorone trovo W → e definisco la sezione

quanto più piccola ← { teorone più piccole delle teorone di snervamento altrimenti c'è instabilità }  
 di snervamento? ESPERIENZA

trovo:

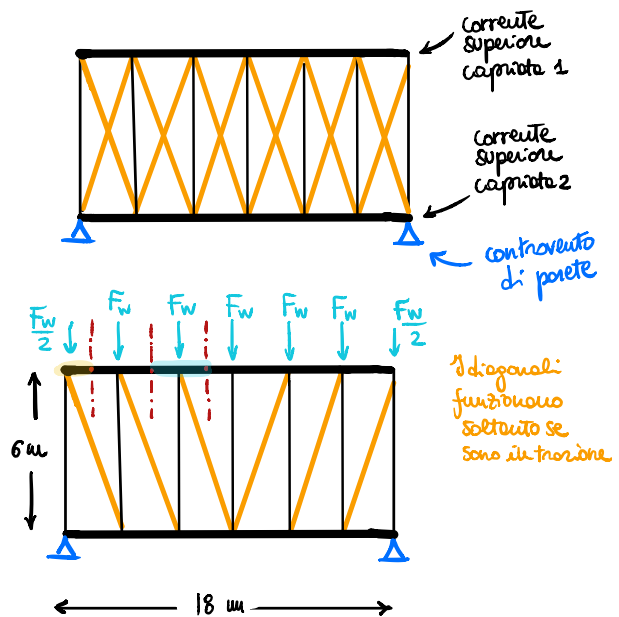
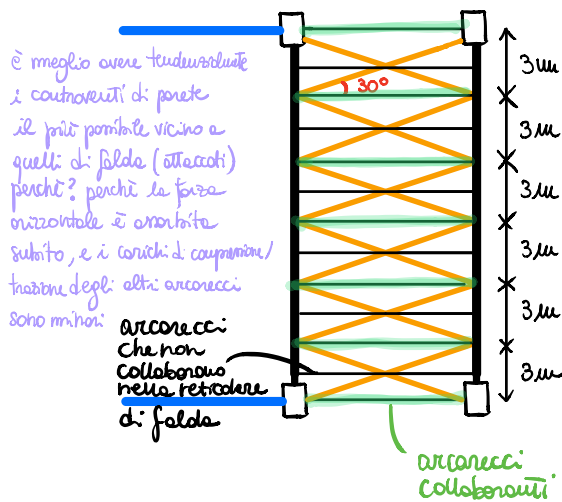
- LATO TESO: **2 L 30x30x9**  $A = 31.04 \text{ cm}^2$
- LATO COMPRESSO: **2 UPN 140**  $A = 40.8 \text{ cm}^2$

area corrente compresso più grande pochi mi appoggio meglio all'instabilità

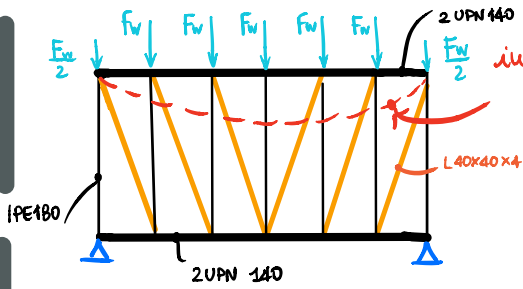
Allo stesso modo posso predimensionare i doppioli della capriata. Ma non ci interessa per l'esercizio perché nella reticolare di falda (controventamento di falda) entra solo il corrente compresso della capriata.

### ▶ CONTROVENTO DI FALDA

Come è fatta la reticolare di falda?







instabilità conode superiore (perchè compresso) fuori dal piano  
 ⇒ spinge sulla reticolare con un carico equivalente  $q_d$

Nel caso di sistemi di controvento dobbiamo considerare le imperfezioni costruttive. Oltre all'azione del vento dobbiamo caricare la nostra struttura con un'azione  $q_d$  che dipende dalle imperfezioni costruttive. ↓

$$q = \sum N_{Ed} \frac{C \text{ di prima} = 680 \text{ kN}}{l^2}$$

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{l}{500}$$

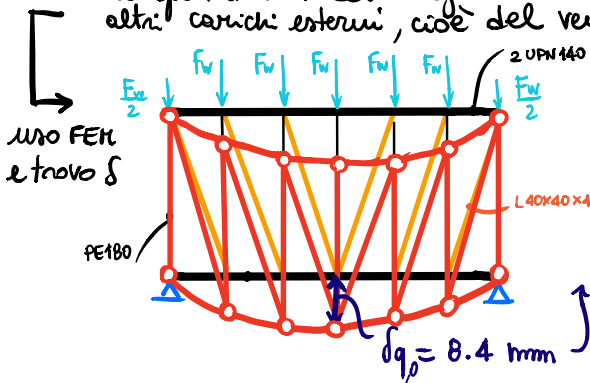
$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{9}\right)} = 0.75$$

↑  
n° reticoloni

$$e_0 = 0.75 \cdot \frac{18}{500} = 0.027 \text{ m} = 27 \text{ mm}$$

↳ imperfezione geometrica equivalente (non è geometrica solo ma sia geometrica che di carico)

$\delta q$  = è lo spostamento nel piano del controvento dovuto a  $q$  più altri eventuali carichi esterni, ma io in questo momento il carico  $q$  non lo conosco, però posso valutare lo spostamento dovuto agli altri carichi esterni, cioè del vento.

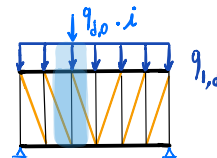


uso questo valore di  $\delta q$  tentativo per trovare  $q_d$  (ricorda è un piano) iterativo

quello che incide sul valore  $\delta q$  è praticamente l'area del triangolo che metto → ↑ A ⇒ ↓  $\delta q$

$$q_{d,0} = 9 \cdot 680 \cdot \frac{8 (0.027 + 0.0084)}{18^2} = 5.35 \text{ kN/m}$$

↑  
forza dovuta all'imperfezione



per ricondurre alla forza del nodo

⇒ F che agisce sulla una rete colata sola:  $F_1 = F_w + \sqrt{q_{d,0} \cdot a} = 27.25 \text{ kN}$   
 (where  $a = 3 \text{ m}$ )

Nell'analisi dei sistemi di controvento, ai quali è richiesto di assicurare la stabilità laterale di travi o di membrature compresse, si raccomanda che gli effetti delle imperfezioni siano inclusi attraverso una imperfezione geometrica equivalente delle membrature da vincolare, sotto forma di una imperfezione locale in termini di curvatura iniziale.

$$e_0 = \alpha_m L/500 \tag{5.12}$$

dove:  
 L è la luce del sistema di controvento;  
 e

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

in cui m è il numero di membrature da vincolare.

Per semplicità, gli effetti delle imperfezioni locali in termini di curvatura iniziale di membrature da vincolare mediante un sistema di controvento possono essere sostituiti dalla forza stabilizzante equivalente mostrata nella figura 5.6:

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta q}{L^2} \tag{5.13}$$

dove:  
 $\delta q$  è lo spostamento nel piano del sistema di controvento dovuto al carico q più altri eventuali carichi esterni, valutati con l'analisi del primo ordine.

Qualora il sistema di controvento sia impiegato per stabilizzare l'ala compressa di una trave ad altezza costante, la forza  $N_{Ed}$  in figura 5.6 può essere ottenuta da:

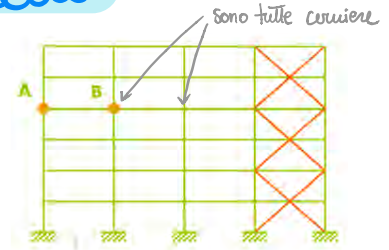
$$N_{Ed} = M_{Ed}/h \tag{5.14}$$

dove:  
 $M_{Ed}$  è il massimo momento nella trave; e  
 h è l'altezza totale della trave.

# 1.8 SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

La complessità dei collegamenti costringe all'introduzione di semplificazioni di calcolo che devono però rappresentare in modo fedele lo schema di calcolo adottato, contando poi sul teorema statico per la sicurezza a collasso.

Consideriamo ad esempio il **telaio pendolare** (e cioè con nodi trave-colonna assimilabili a cerniere) in figura.



Tenuto conto della diminuzione fittiva del vincolo, la trave AB può essere schematizzata con differenti modelli.

Dove può posizionare la cerniera? Ne colloco 1 e uno quello sia partizioni che colonne. Qui schemo ha i suoi vantaggi e svantaggi.

### Schema 1

Colonne semplicemente compresse  
Trave opera su luce L

Sez. XX  $V = R_1 \quad M = R_1 \cdot a$

Sez. YY  $V = R_1 \quad M = R_1 \cdot (a + e)$

Nodo A  $N = R_1 \quad M = 0$

Nodo B  $N = R_{1B} + R_{2B} \quad M = 0$

**Quando lo uso?**  
Questo schema minimizza le sollecitazioni nelle colonne. Da utilizzare per colonne orientate con rigidità minima.

per avere una cerniera non dobbiamo collegare le ali, infatti qui abbiamo solo un collegamento cerniera-colonna. Il collegamento è realizzato tramite degli ANCIANTI. Ovviamente non saranno mai delle cerniere perfette, perché infatti si potrebbe creare una coppia tra i bulloni a ripetto di una rotazione  $\theta$  della Squadratura: si crea un momento ad incastro. Ma per le piccole rotazioni che abbiamo nelle nostre strutture la rigidità di questo incastro è molto piccola, quindi questo collegamento è schematizzabile ad 1 cerniera.

**SOLUZIONE CONSIGLIATA DA GIORDANO**

### Schema 2

Colonne compresse ed inflesse  
Trave opera su luce (L-2a)

Sez. XX  $V = R_1 \quad M = 0$

Sez. YY  $V = R_1 \quad M = R_1 \cdot e$

Nodo A  $N = R_1 \quad M = R_1 \cdot a$

Nodo B  $N = R_{1B} + R_{2B} \quad M = (R_{2B} - R_{1B}) \cdot a$

**Quando lo uso?**  
Questo schema conveniente se le colonne sono orientate con rigidità massima.

Dove può posizionare la cerniera? Se mettiamo la cerniera nell'asse della colonna, allora lo sforzo normale sulla colonna vale  $R_1$  (reazione sinistra della trave), mentre il momento sarà nullo (perché  $R_1$  è in asse)  $\rightarrow$  **COLONNA IN COMPRESSIONE SENZA FLESSA**. Lo stesso accade in B.

Se invece metto la cerniera in corrispondenza dell'asse XX, la luce della trave sarà L-2a  $\rightarrow$  momento in mezz'aria minore. Nella colonna gli sforzi normali saranno gli stessi, ma nasceranno dei momenti flettenti perché la reazione della trave non cade nell'asse della colonna. Quindi la **COLONNA È PRESSO-INFLESSA**.

### Schema 3

Colonne compresse ed inflesse  
Trave opera su luce (L-2a-2e)

Sez. XX  $V = R_1 \quad M = R_1 \cdot e$

Sez. YY  $V = R_1 \quad M = 0$

Nodo A  $N = R_1 \quad M = R_1 \cdot (a + e)$

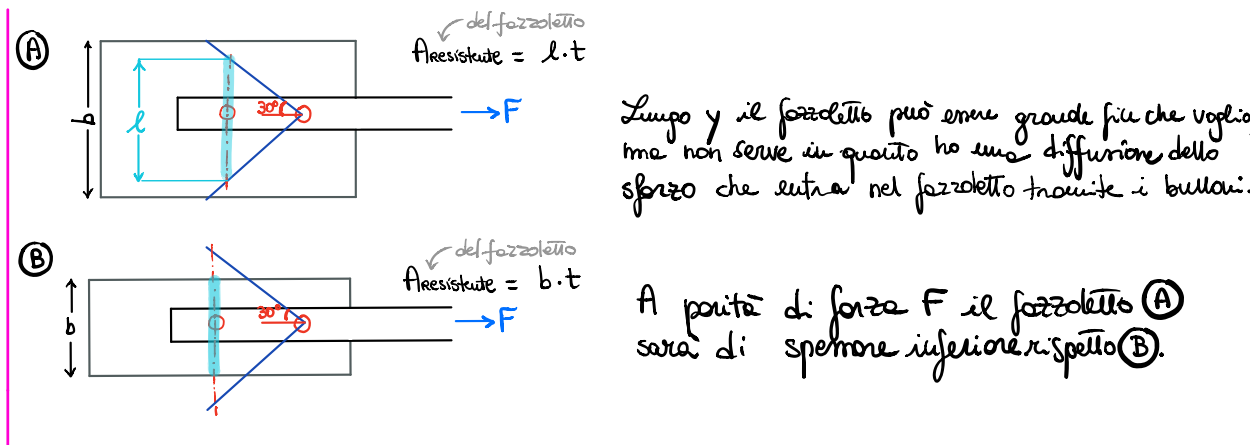
Nodo B  $N = R_{1B} + R_{2B} \quad M = (R_{2B} - R_{1B}) \cdot (a + e)$

**Quando lo uso?**  
Questo schema non è usualmente conveniente

Se invece metto la cerniera in corrispondenza della sezione YY, la luce della trave sarà L-2a-2e  $\rightarrow$  momento in mezz'aria minore. Nella colonna gli sforzi normali saranno gli stessi, ma ci saranno momenti flettenti che sono più grandi rispetto quelli dello schema 2. Quindi la **COLONNA È PRESSO-INFLESSA**.

Qual'è la soluzione giusta? Nemmeno è quella cerniera perché quel nodo non è una vera cerniera.





### 1.8.2 CONTROVENTI

#### Schema 1

Nei controventi si può operare con 2 differenti schemi

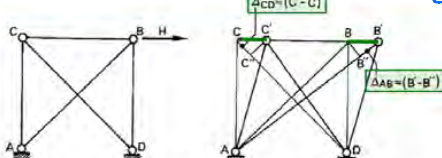
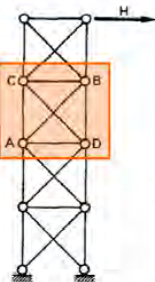
#### Schema 2

Immaginare attive aste di parete sia tese che compresse

$[\lambda \leq 100$  - comportamento "pressoché" uguale a trazione e a compressione]

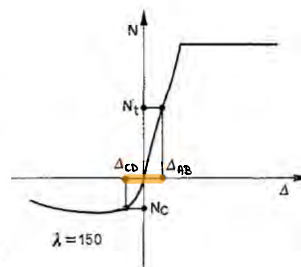
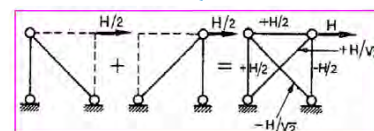
Immaginare attive aste di parete tese

$[\lambda > 200$  - sbandamento in campo elastico - efficienza per inversione di segno]

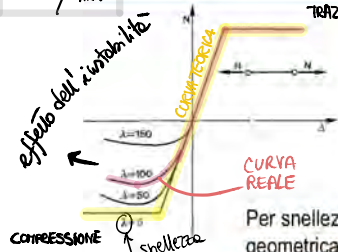


Considerata la maglia generica di un controvento a croce di S. Andrea, la struttura risulta iperstatica e la sua soluzione, nel campo di piccoli spostamenti, è dettata dalla condizione geometrica che impone l'eguaglianza  $\Delta_{AB} = \Delta_{CD}$  fra l'allungamento della diagonale tesa AB e l'accorciamento di quella compressa CD

Se il legame  $N-\Delta$  fra l'azione assiale N e la variazione di lunghezza  $\Delta$  dell'asta è uguale per le due diagonali, allora anche l'azione assiale nelle due diagonali è uguale in valore assoluto: la struttura può essere vista come sovrapposizione di due strutture isostatiche che lavorano in parallelo.



$\lambda = \frac{le}{\rho_{min}}$



Per contro le diagonali possono avere un comportamento sostanzialmente diverso fra loro: l'asta compressa CD può non avere un comportamento lineare perché, pur restando elastica, si inflette per l'effetto instabilizzante del carico assiale. Tale scostamento dal comportamento lineare è tanto più accentuato quanto più elevata è la snellezza  $\lambda$  dell'asta

Per snellezze elevate il rispetto della condizione geometrica  $\Delta_{AB} = \Delta_{CD}$  impone un'azione assiale  $N_c$  nella diagonale compressa sostanzialmente inferiore a quella  $N_t$  presente nella asta tesa

- A) Si può dimensionare il controvento a diagonali tese e compresse. Ciò impone una diagonale di snellezza ridotta ( $\lambda \leq 100$ ) al fine di ridurre la differenza di comportamento tra asta tesa ed asta compressa
- B) Si può dimensionare il controvento a diagonali solo tese. Ciò impone una diagonale di elevata snellezza ( $\lambda > 200$ ) per essere sicuri che essa, pur sbandando, resti elastica e quindi efficiente a resistere a trazione qualora le forze esterne si invertano. Il dimensionamento dei controventi secondo questo schema risulta di solito più economico, ma conduce ad una maggiore deformabilità della struttura. L'eventuale sbandamento delle aste compresse sconsiglia l'uso di questa soluzione se si deve disporre il controvento in aderenza a facciate o a pareti divisorie.

$100 < \lambda \leq 200$   
le aste si instabilizzano in campo elastico - plastico

non mi va bene

deve essere

perché? perché voglio che le aste si instabilizzino in campo elastico così che non subiscano danni permanenti (come inst. elastico plastico)



## 2.1.1 ELEMENTI TESI

Gli elementi semplicemente travi si hanno generalmente in elementi di reticolari, oppure nei controventi.

$N_{Ed}$  = sollecitazione di calcolo allo SLU



**N.B.**

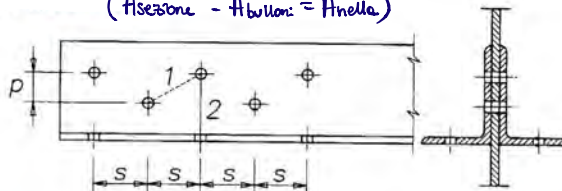
Ci sono situazioni in cui lo SLU sia raggiunto in modo DUTILE. Dunque se viene richiesta DUTILITÀ DELLA SEZIONE deve essere:

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

TABELLA 8 NELLE STRUTTURE IN ACCIAIO	NTC	EC3
$\gamma_{M0}$ → USATO NELLE VERIFICHE CHE COMPORTANO LA PLASTICIZZAZIONE/SNERVIAMENTO DELL'ACCIAIO	1.05	1
$\gamma_{M1}$ → USATO PER L'INSTABILITÀ	edifici: 1.05 ponti: 1.10	
$\gamma_{M2}$ → USATO SUI COLLEGAMENTI, OPPURE SU QUEI MECCANISMI CHE COINVOLGONO LA TENSIONE DI ROTTURA (e non il sneramento) DEL MATERIALE	1.25	
⋮		
$\gamma_{M7}$		

### CALCOLO AREA NETTA

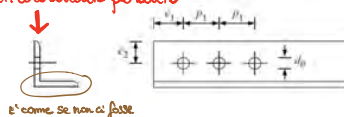
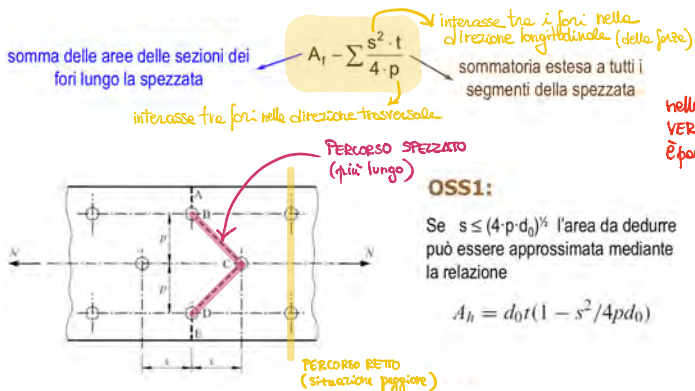
( $A_{sezione} - A_{bulloni} = A_{netta}$ )



Nel caso di fori sfalsati l'area totale da dedurre per valutare l'area netta  $A_{net}$  deve essere assunta pari al valore maggiore tra:

- la somma delle aree delle sezioni dei fori  $A_i$  in una qualunque sezione trasversale ortogonale
- il valore seguente calcolato lungo una qualunque spezzata attraverso la membratura

nelle sezioni ad L VERIFICA CON  $A_{net}$  dopo che ho dedotto  $A_{netta}$  la moltiplico per un coefficiente  $\beta$  e parti colorate perché



Caso di due bulloni  $A_{net,eff} = \beta_2 A_{net}$

Caso di tre o più bulloni  $A_{net,eff} = \beta_3 A_{net}$

**OSS2:**

Caso di un bullone  
 $A_{net,eff} = 2.0(e_2 - 0.5 d_0) t$

$\beta_2 = 0.4$  per  $p_1 \leq 2.5 d_0$   
 $\beta_2 = 0.7$  per  $p_1 \geq 5.0 d_0$   
 $\beta_3 = 0.5$  per  $p_1 \leq 2.5 d_0$   
 $\beta_3 = 0.7$  per  $p_1 \geq 5.0 d_0$

riduco di circa il 30% la resistenza

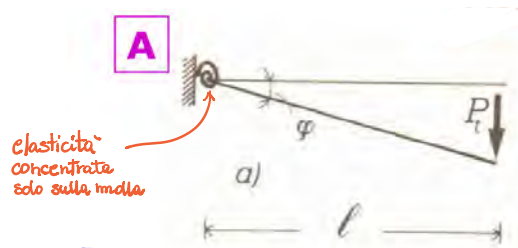
2.1.2.2 VERIFICHE DI INSTABILITÀ

ASTE RIGIDE

ASTE DEFORMABILI CON CARICO CENTRATO

ASTE DEFORMABILI CON CARICO ECCENTRICO

ASTE RIGIDE



$$P_t \cdot l \cos \varphi = W \varphi \quad 1)$$

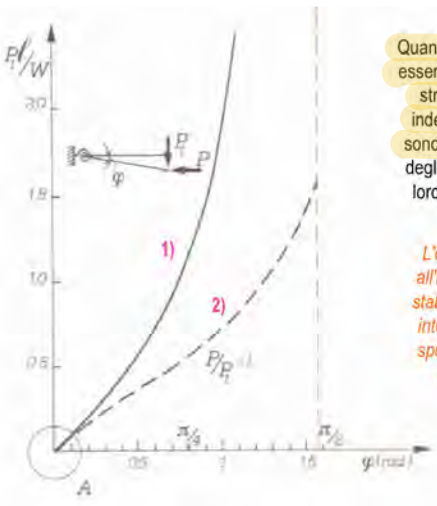
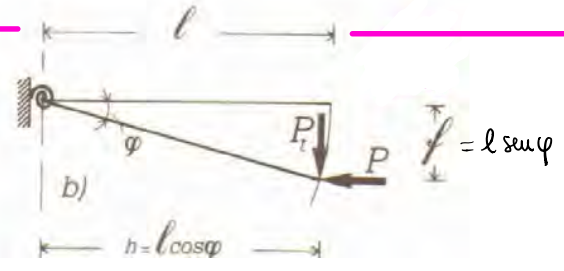
Relazione non lineare, pur avendo supposto elastico-lineare il comportamento della molla. Se i movimenti sono piccolissimi, numericamente è lecita l'approssimazione  $\cos \varphi \cong 1$ , di modo che l'equilibrio può essere scritto con riferimento alla situazione indeformata.

B

$$P_t \cdot l \cos \varphi + P \cdot l \sin \varphi = W \varphi \quad 2)$$

$\cos \varphi \cong 1$   
 $\sin \varphi \cong \varphi$

$$P_t l + P l \varphi = W \varphi \quad 3)$$



Quando è presente la forza assiale  $P$ , può essere non lecito scrivere l'equilibrio della struttura rispetto alla configurazione indeformata, anche se gli spostamenti sono piccoli. L'ipotesi della trascurabilità degli spostamenti non è legata solo alla loro entità, ma anche alla natura della condizione di carico.

L'osservazione precedente prelude all'importante aspetto della perdita di stabilità delle strutture, in questo caso intesa come rapido incremento degli spostamenti incrementi.

$P_{cr} = W/l$  è il carico critico dell'asta semplicemente compressa

N.B. Con riferimento alla relazione 3) (valida nell'ipotesi di movimenti sufficientemente piccoli), per un generico valore di  $P_t$  e di  $P$  si ottiene

$$\varphi = \frac{P_t l}{(W - P l)}$$

La relazione può essere riscritta nella forma seguente dove si è indicato con

$$\bar{\varphi} = P_t l / W$$

la rotazione che si può calcolare con la teoria del 1° ordine

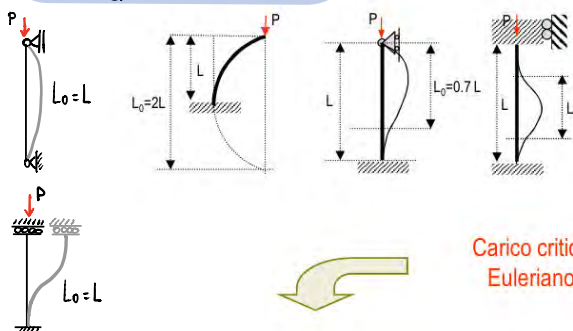
$$\varphi = \bar{\varphi} \left( \frac{1}{1 - \frac{P l}{W}} \right)$$

$$\varphi = \bar{\varphi} \left( \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \right)$$

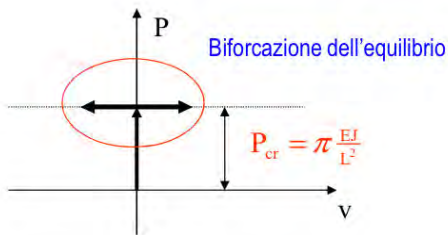
Le deformazioni effettive della struttura, si possono calcolare moltiplicando i movimenti conseguenti ai soli carichi trasversali per il coefficiente di amplificazione  $\frac{1}{1 - P/P_{cr}}$

$l_0$  = LUNGHEZZA LIBERA DI INFLESSIONE:  
 è la distanza tra 2 punti di fermo  
 della deformata reale o virtuale  
 della struttura

### ASTE DEFORMABILI CON CARICO CENTRATO (aste perfette)



$\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = f_y \rightarrow \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \epsilon$   
 $\epsilon = [235 / f_y]^{0.5}$   
 per tenore medio di clomi diverse di acciaio  
 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$   
 $\lambda = \frac{l_0}{\rho}$  SVEGLIEZZA  
 crisi per schiacciamento (collano per plasticizzazione)  
 curva critica euleriana  
 $\lambda_y = \lambda_s$   
 LEGGE COSTANTE  
 ASTE TOZZE ASTE SVELLE  
 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$   
 $\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E (I/A)}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{l_0}{\rho})^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

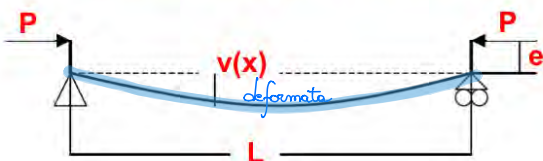


Il carico critico Euleriano è il più piccolo carico per il quale sussiste l'equilibrio nella configurazione deformata. In corrispondenza di esso si ha la biforcazione dell'equilibrio.

### VERIFICA DI BUCKLING DI UN'ASTA IN ACCIAIO SECONDO EC3 (dimostrazione)

#### ASTE DEFORMABILI CON CARICO ECCENTRICO (aste con imperfezioni)

Forza disposta con una certa eccentricità e



EQUAZIONE DIFFERENZIALE DELLA LINEA ELASTICA

$$E \cdot J \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + P \cdot v(x) = -P \cdot e$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{P}{E \cdot J}}$$

$$v''(x) + \alpha^2 \cdot v(x) = -\alpha^2 \cdot e$$

ci noi interessa il  
 max momento →  
 spostamento massimo  
 per L/2

$$v(x) = e \cdot \left[ \cos(\alpha x) + \frac{1 - \cos(\alpha L)}{\sin(\alpha L)} \cdot \sin(\alpha x) - 1 \right]$$

questa equazione  
 ammette la soluzione

spostamento max per  $x=L/2$   
 $\sin(\alpha L) = 2 \cdot \sin\left(\alpha \frac{L}{2}\right) \cdot \cos\left(\alpha \frac{L}{2}\right)$   
 formula trigonometrica

$$v_m = e \cdot \left[ \frac{1}{\cos\left(\alpha \frac{L}{2}\right)} - 1 \right]$$

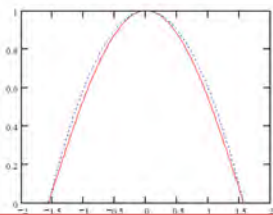
↑  
 spostamento MAX

eccentricità minima di mezzecce

$$e_1 = e + v_m = \frac{e}{\cos\left(\alpha \frac{L}{2}\right)}$$

eccentricità complessiva somma di quella iniziale e della deformazione

La funzione  $\cos(x)$  nell'intervallo  $[-\pi/2, \pi/2]$  può essere approssimata da



$$\cos(x) \approx 1 - \left(\frac{2 \cdot x}{\pi}\right)^2$$

APPROSSIMAZIONE !!  
 (non è uno sviluppo di Taylor)

posso ricavare  $e_1$   
 come:

$$e_1 = \frac{e}{\cos\left(\alpha \frac{L}{2}\right)} \approx \frac{e}{1 - \left(\alpha \frac{L}{\pi}\right)^2}$$



La soluzione dell'equazione è  $(1-\chi)(1-\lambda^2\chi) = \eta\chi$  →

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

parametro di imperfezione

$$\Phi = \frac{(1+\eta+\bar{\lambda}^2)}{2}$$

snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \cdot A}{P_{cr}}}$$

L'imperfezione iniziale  $e$  è contenuta nel coefficiente  $\eta$ . Per definire questa imperfezione l'EC3 utilizza un **FATTORE DI IMPERFEZIONE  $\alpha$**

Il parametro  $\eta$  è funzione di  $e$ , che corrisponde teoricamente all'imperfezione iniziale; se in questo termine si raccolgono tutti i possibili difetti di un'asta, è possibile **tarare  $\eta$**  in modo da rappresentare, per tipologie di sezioni e situazioni di vincolo, il caso più generale.

Con prove sperimentali e simulazioni numeriche è stato tarato il coefficiente  $\eta$  e rappresentato mediante 4 curve parametriche di 4 tipi di sezione (EC3) espresse dal parametro  $\alpha$ , chiamato **coefficiente di imperfezione**, nella forma :

$$\eta = \frac{e \cdot A}{W} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) \Rightarrow \Phi = \frac{1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2}{2}$$

fattore di imperfezione

Alle fine, cosa ci dice l'EC3 di fare?

**VERIFICA DI BUCKLING EC3**

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

*b = buckling, ma in realtà è un'analisi del 2° ordine*

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

sezioni trasversali di classe 1, 2 e 3

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

sezioni trasversali di classe 4

N.B.  $\chi \cdot f_y = \sigma_m \Rightarrow \sigma_m \cdot A$   
 ↓ dovuta solo allo sforzo normale

$\chi$  coefficiente di riduzione per modalità di stabilità pertinente

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

snellezza adimensionale classe 1, 2 e 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

snellezza adimensionale classe 4

fattore di imperfezione associato alle curve di stabilità

[queste dipendono dall'asse attorno al quale si manifesta l'instabilità]

Buckling curve	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfection factor $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

carico critico elastico euleriano per la modalità di instabilità pertinente (Sarebbe  $P_{cr} = N_{cr}$ )

**Riassumendo: COME SI FA LA VERIFICA DI BUCKLING?**

(1) Parto dal mio profilo → caratterizzato da dei rapporti  $h/b$  e dagli spessori  $t_f$  di flange e da una classe del materiale.

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	$h/b > 1$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	a	a <sub>0</sub>
		z-z	b	a <sub>0</sub>
		y-y	c	a
		z-z	c	a
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	b	c
		z-z	c	c
	hot finished cold formed	any	a	a <sub>0</sub>
		any	c	c
	generally (except as below) thick welds: $a \geq 0.5t_f$ $b/t_f \leq 30$ $h/t_f \leq 30$	any	b	h
		any	c	c
		any	c	c
		any	c	c
		any	b	h

Curve di stabilità  
[in funzione del tipo di sezione e dell'asse attorno al quale si manifesta l'instabilità]

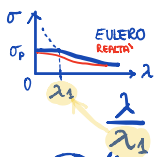
(2) farò la verifica di instabilità attorno ad un'axe (verifica attorno axe y è come se ci fosse un momento attorno all'axe y, stessa cosa per l'axe z). (devo verificare entrambi gli assi!)

(3) In funzione dell'axe che sto valutando avrà una certa curva di instabilità (es. a)

(4) Ricavo  $\alpha$  dipende dalla forma della sezione, dall'axe di verifica, dalla classe della sezione

Buckling curve	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfection factor $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

PARAMETRO DI IMPERFEZIONE (es.  $\alpha = 0.21$ )



(5) Suppongo la modalità di instabilità pertinente (→ es. I → instabilità euleriana) e calcolo la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$

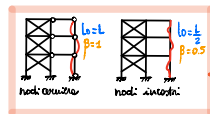
quale scegliere? Tutte quelle che possono succedere: (sempre la flessionale, e poi a seconda della sezione le altre)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} \rightarrow \text{calcolo } \bar{\lambda}$$

funzione dell'axe della sezione e di  $N_{cr}$

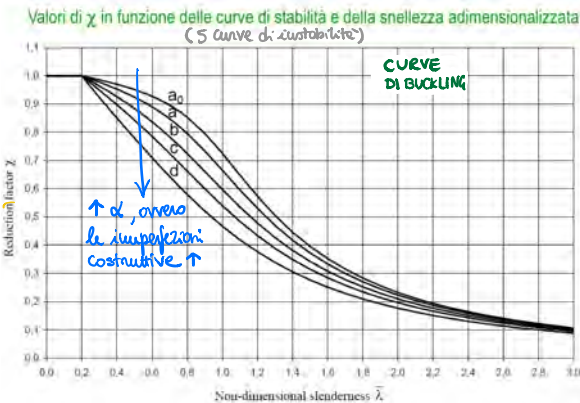
- (6) Calcolo  $\phi$
- (7) Calcolo  $\chi$
- (8) Calcolo  $N_{b,Rd}$
- (9) Verifico  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$

oppure



**OSSERVAZIONE**

- Il valore di  $\chi$  da assumere nella relazione per il calcolo di  $N_{b,Rd}$  è dato dal minimo tra  $\chi_y$  e  $\chi_z$
- La verifica di stabilità può essere omessa se:  
 $\bar{\lambda} \leq 0.2$  → perché  $\chi = 1$   
 oppure se  $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0.04$  → perché per valori piccoli non è necessario
- Per la definizione di  $N_{cr}$  occorre valutare il coefficiente  $\beta$  relativo al calcolo della lunghezza libera di inflessione [ $L_0 = \beta L$ ].  
 Per una colonna continua di un telaio controventato il coefficiente  $\beta$  può variare da un minimo di 0.5 (colonna incastrata alle estremità) ad un massimo di 1.0 (colonna incernierata alle estremità)
- Per l'instabilità torsionale o flessio-torsionale usare la curva relativa all'axe z



**Oss.** ✓ Nel caso di strutture reticolari un importante contributo deformativo è quello associato agli **scorrimenti foro-bullone**

Numero totale giunti nei correnti di tipo a sovrapposizione (nel caso di coprigiunto, i giunti valgono 2)

$$v_{FB} = v_C + v_D = \frac{n}{6} \cdot \frac{L}{h} \cdot (\phi - d) + \frac{L}{p} \cdot \frac{L_d}{h} \cdot (\phi - d)$$

Assestamento giunti dei correnti

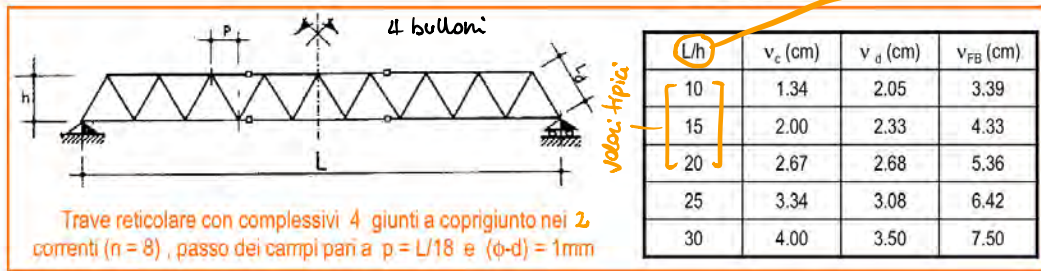
Assestamento giunti estremi delle diagonali

Passo dei nodi delle aste di parete

rimedio agli spostamenti  
↓  
Contrainta

snellezza reticolare

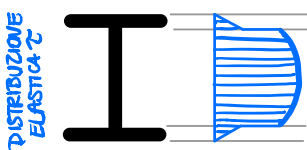
Se sono in maniera girata i bulloni evito sovrapposizione  
↓  
non si pone il problema (no moti rigidi)



### 2.1.3.2 RESISTENZA A TAGLIO

Conviene fare prima la verifica a taglio e dopo quella a flessione. Perché in funzione del rapporto tra il taglio sollecitante e quello resistente, si possono avere semplificazioni nel calcolo della resistenza a flessione (se V<sub>Ed</sub> è sufficientemente piccolo rispetto V<sub>Ed</sub> la verifica a flessione e a taglio saranno indipendenti, altrimenti c'è interazione tra le 2 verifiche).

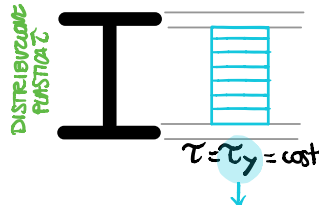
Le sezioni in acciaio sono delle sezioni a parete sottile, dalla Scienza della Costruzione I la distribuzione delle τ è:



Formula Jourawky

$$\tau = \frac{V \cdot S}{J \cdot b}$$

← momento statico  
← lunghezza



Noi invece ci riferiamo ad una distribuzione plastica delle tensioni in cui trascuriamo il contributo delle ali nella resistenza a taglio.

è valutato sulla base del criterio di Von Mises

$$\sigma_{ideale} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

mettendoci nel caso in cui σ = 0

$$\sigma_{id} = \sqrt{3} \tau \leq f_y \Rightarrow \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

L'azione tagliante V<sub>Ed</sub> non deve superare la resistenza a

l'integrale delle τ<sub>y</sub> è proprio il momento V<sub>pl,Rd</sub>:

$$V_{pl,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M0}} \int_0^h \tau_y = \frac{\tau_y \cdot A_{cut}}{\gamma_{M0}} \rightarrow A_v = \text{area a taglio}$$

TAGLIO RESISTENTE PLASTICO

me nella realtà, anche se le ali hanno una τ piccola, hanno un'area grande, quindi contributo non trascurabile. Allora al posto di A<sub>cut</sub> metto A<sub>v</sub>!



### 2.1.3.3 RESISTENZA A FLESSIONE

Occorre considerare l'azione **flettente**, l'azione **tagliante** e l'eventuale presenza contemporanea di **flessione e taglio**; in questo caso conviene anteporre la verifica a taglio per valutare l'eventuale **riduzione di capacità portante a flessione** indotta dall'elevata azione tagliante.

FLESSIONE ATTORNO AD UN ASSE  
(azione tagliente → nessun effetto)

FLESSIONE E TAGLIO  
(tempo conto dell'azione tagliante)

#### FLESSIONE ATTORNO AD UN ASSE

in generale:  $M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$   
 modulo resistente che dipende dalla classe della sezione

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

momento resistente di progetto della sezione trasversale

a. classi 1, 2

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

modulo resistente plastico (CLASSE 1,2 (si plasticizzano))

b. classe 3

$$M_{c,Rd} = M_{y,d} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

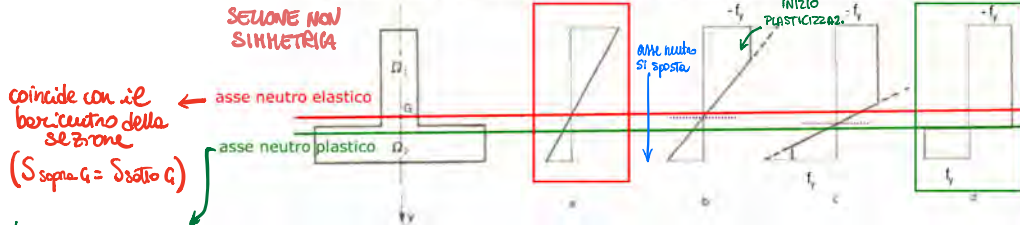
modulo resistente elastico (CLASSE 3 (si snervano))

c. classe 4

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

modulo resistente sezione efficace (CLASSE 4 (ci sono parti che si instabilizzano prima del raggiungimento della tensione di snervamento e quindi bisogna togliere le parti che si instabilizzano della sezione e su questa sezione valutare W))

Oss. Momento plastico di una sezione: corrisponde alla completa plasticizzazione di tutte le fibre (situazione limite relativa ad una curvatura infinita)



coincide con il baricentro della sezione (S sopra G = S sotto G)  
 taglia la sezione in 2 parti di area uguale  $\Omega_1 = \Omega_2$

L'asse neutro rimane perpendicolare all'asse di simmetria, ma la sua posizione non è più fissa. Infatti la posizione baricentrica, che risulta, in campo elastico, dalla condizione di equilibrio alla traslazione, è soggetta a cambiare quando il diagramma delle tensioni cessa di essere lineare. Analizzando lo stato tensionale della **sezione completamente plasticizzata**, si ha

$$N = \int_{\Omega} f_y d\Omega = \int_{\Omega_1} f_y d\Omega + \int_{\Omega_2} f_y d\Omega = 0$$

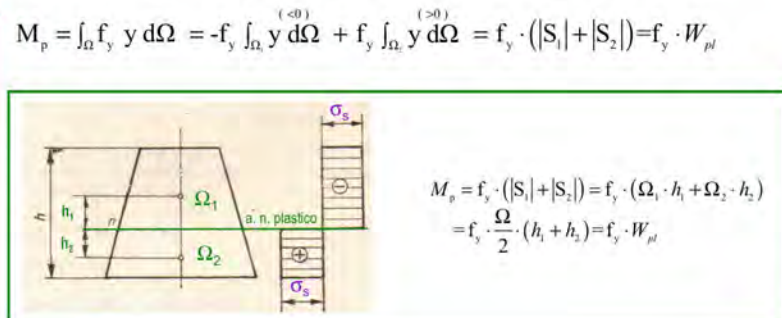
$\Omega = \Omega_1 + \Omega_2$

$$-f_y \int_{\Omega_1} d\Omega + f_y \int_{\Omega_2} d\Omega = 0 \Rightarrow -\Omega_1 + \Omega_2 = 0 \Rightarrow \Omega_1 = \Omega_2$$

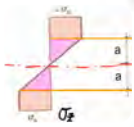
La posizione dell'asse neutro divide la sezione in due aree uguali [asse neutro elastico divide la sezione in aree con momenti statici uguali].

quindi il  $W_{pl}$  può essere calcolato come la somma dei valori assoluti dei momenti statici delle 2 aree  $\Omega_1, \Omega_2$  ( $S_{\Omega_1}, S_{\Omega_2}$ ) rispetto all'asse neutro plastico.  
 ↳ nei sopraccorri trova  $W_{pl}$

B



Sapendo che il momento flettente  $M$  può essere espresso in funzione della dimensione  $a$



$$M = \int \sigma_x \cdot y \cdot dA \quad \rightarrow \quad (**) \quad M = M_p \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{2 \cdot a}{h} \right)^2 \right]$$

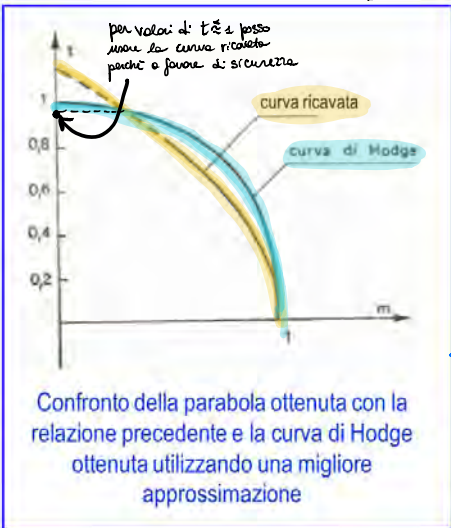
eliminando il parametro  $a$  dalle (\*) e (\*\*), si ottiene

$$\frac{M}{M_p} + \frac{3}{4} \cdot \left( \frac{V}{V_p} \right)^2 = m + \frac{3}{4} \cdot t^2 = 1$$

*m* momento adimensionalizzato  
*t* taglio adimensionalizzato  
*V<sub>p</sub>* =  $b \cdot h \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$  forza tagliante plastica  
 rappresenta una curva ("curva ricavata")  
 quando tutta la sezione sopporta  $\tau$

**OSS:** Si osserva che la relazione non risulta valida per valori grandi di  $t$ ; infatti, per  $m = 0$ , essa fornisce il valore  $t = 2/\sqrt{3}$  palesemente inaccettabile.

perché?  
 perché viene fuori un  $t > 1$   
 $\frac{V}{V_p} > 1$   
 $V > V_p$  ma  $V_p$  è il valore massimo sopportabile



**OSS:** Si consideri una trave semplicemente appoggiata di luce  $2L$  soggetta ad un carico concentrato in mezzera pari a  $2V$ . Nella sezione di mezzera si ha una forza tagliante pari a  $V$  ed un momento flettente pari a  $V \cdot L$

$$V = t \cdot V_p = t \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{4}{\sqrt{3}} \cdot t \cdot \frac{M_p}{h}$$

$$= \frac{4}{\sqrt{3}} \cdot \frac{t}{m} \cdot \frac{M}{h} = \frac{4}{\sqrt{3}} \cdot \frac{t}{m} \cdot \frac{L}{h} \cdot V$$

sotto altre ipotesi ricavo una "curva conca", la curva di HODGE

$$\frac{t}{m} \cdot \frac{L}{h} = \frac{\sqrt{3}}{4}$$

(1)  $V < V_p$   
 (2)  $V < 0.5 V_p$ ? I  
 Si NO  
 $M_{rel} < M_{rel}$  INTERDIZIONE

perché ho fatto delle ipotesi troppo semplificative

Sapendo che per una trave deve essere  $L/h > 3$ , dalla relazione appena scritta si ottiene che il rapporto  $t/m$  deve essere  $(t/m) < 0.144$ . Adottando, come proposto da Hodge, un valore di  $m$  pari a  $0.98-0.99$ , si ottiene  $t < 0.15$ . Si può concludere che l'influenza del taglio sulla plasticizzazione di sezioni rettangolari è trascurabile

Per sezioni a doppio T, trascurando teorie pressochè esatte (Hodge), per valori di  $V$  sufficientemente piccoli si può pensare di riprendere la teoria svolta per la sezione rettangolare, con la differenza che, a causa del piccolo valore dello spessore dell'anima di fronte alla larghezza delle ali, l'alterazione del momento risulta trascurabile.

Al crescere di  $V$  si può ammettere che, al limite, si plasticizzi l'intera anima ad opera delle tensioni tangenziali mentre il momento flettente viene assorbito dalle sole ali; in tali condizioni si ha

$$V_{max} = A_a \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = V_p$$

**SEZIONI A DOPPIO T**

Finché il taglio sollecitante è < del 50%  $V_p$  la riduzione sul momento flettente è trascurabile (mentre per le sezioni rettangolari era 20%  $V_p$ ), ovvero finché  $V < 50\% V_p$  la resistenza a flessione della sezione non è modificata (ovvero  $M_{rel} = M_{rel}$ )

per  $V$  prossimo a  $V_p$

$$\frac{M}{M_p} = \frac{1}{1 + \frac{A_a}{2 \cdot A_s} \cdot \frac{1}{1 + \frac{h}{h_a}}}$$

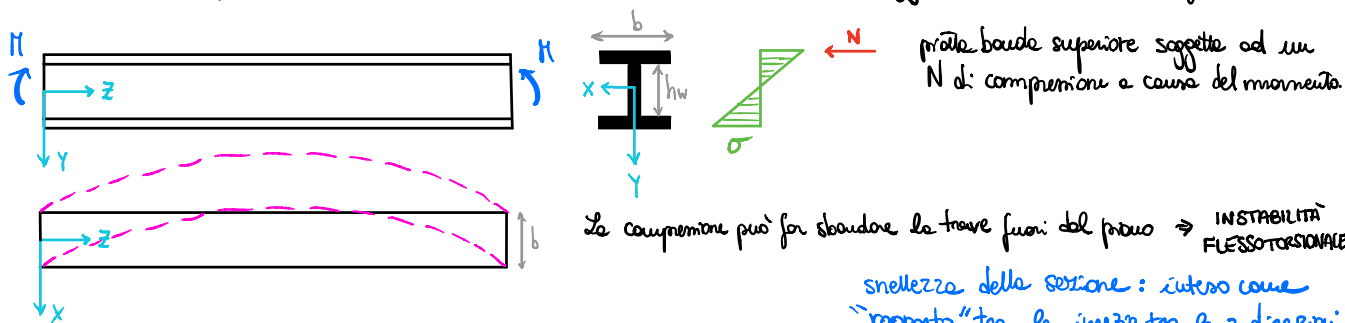


**OSS:** Per una sezione IPE 200 la relazione soprascritta fornisce il valore 0,776; per una HE 200 si ha invece 0,898.



### 2.1.3.4 STABILITÀ

Per coprire il problema consideriamo una trave a doppio T soggetta ad un momento flessionale.



La compressione può far sbandare la trave fuori del piano → **INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE**

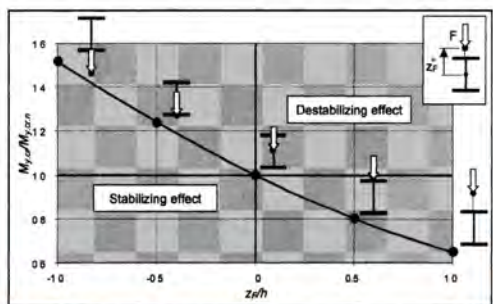
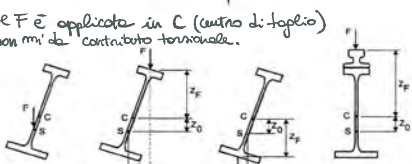
Gli elementi inflessi possono presentare il problema della **instabilità flessio-torsionale (laterale)** derivante dalla presenza di una **forza di compressione su una parte del profilo** che può provocare uno sbandamento laterale con contemporanea torsione



Se F è applicata in C (centro di taglio) non mi dà contributo torsionale.

Influenza del punto di applicazione del carico

forza in esadossò → amplifica la torsione mentre in intradossò riduce la torsione



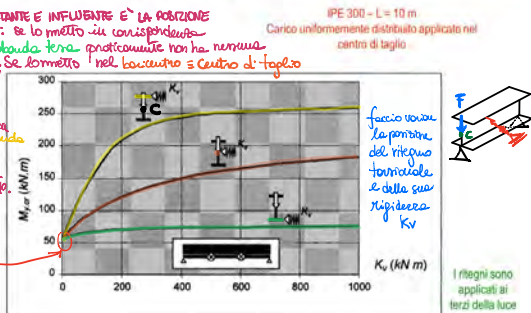
- F applicata sopra C: effetto destabilizzante
- F applicata sotto C: effetto stabilizzante

IPE 300 - L = 10 m  
Carico in mezzaria

Influenza della presenza di ritegni trasversali

IL PIÙ IMPORTANTE E INFLUENTE È LA POSIZIONE DEL VINCOLO: se lo metto in corrispondenza della **protobanda** terza praticamente non ha nessuna influenza. Se lo metto nel **bocchetto** o centro di taglio aumenta il momento critico, se lo metto invece nella **protobanda** compriamo il tempo e il migliore effetto.

Momento critico in assenza del vincolo torsionale



I ritegni sono applicati ai terzi della luce

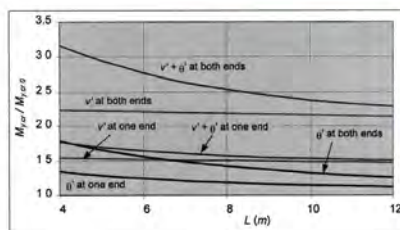
PARAMETRI CHE INFLUENZANO IL PROBLEMA

- La lunghezza della trave
- Le rigidità flessionali e torsionali
- La natura dei vincoli
- Il tipo di carico
- Il punto di applicazione del carico

da cui la  $\lambda_0$

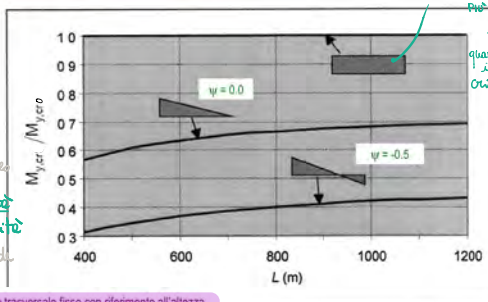
Influenza dei vincoli rotazionali alle estremità

$M_{cr,0}$  momento critico per la trave semplicemente appoggiata sollecitata da momento costante lungo l'asse

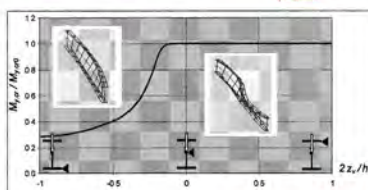


$v' = \psi$   
 $w' = \psi' = d\psi/dx$

Influenza della distribuzione di momento



Influenza della posizione del ritengo trasversale fisso con riferimento all'altezza

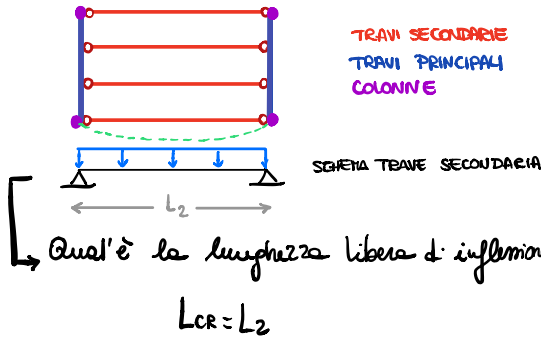


se vincolo rapido



**ESEMPIO** - VERIFICHE SOVRA - BUCKLING APPROCCIO A (metodo 1)

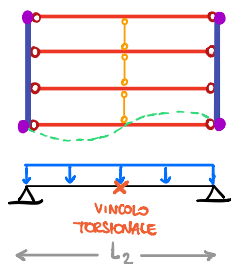
Supponiamo di avere questa struttura (solcio simile al progetto). Tutti i vincoli di connessione interne sono delle cerniere



- VERIFICHE**
- 1) SLE:  $\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \leq \delta_{lim}$
  - 2) SLU:  $V_{ed} \leq V_{R, Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$   
 $M_{ed} \leq M_{R, Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$
  - 3) BUCKLING:  $\chi_{LT} = \sqrt{W_{y} f_y / M_{cr}}$

Per come è stata concepita la struttura molto probabilmente la verifica di buckling risulterà non soddisfatta. Allora ho 2 opzioni:

- CAMBIO SEZIONE
- DEVO AUMENTARE  $M_{cr}$ , COME? RIDUCENDO  $L_{CR}$  COME? AGGIUNGO UNA TRAVE TERZIARIA CHE SPEZZA IL CAMPO.



- CAMBIA  $C_1 \uparrow (1.77)$
- CAMBIA  $L_{CR} \downarrow (L/2)$

In realtà questa sarebbe incrementata alla trave secondaria, quindi la rotazione sarebbe libera. Ma in realtà, come già detto più volte, non esiste una cerniera perfetta, ma una comunque con una certa rigidità alla rotazione (molto piccola) che risulta sufficiente per opporsi all'instabilità flessione-torsionale. Per impedire ad un elemento di instabilizzarsi basta applicare una forza che tenga fermo l'elemento pari a  $1/100$  dello sforzo normale applicato (ORDINE DI GRANDEZZA).

**CALCOLO DI  $C_1$**

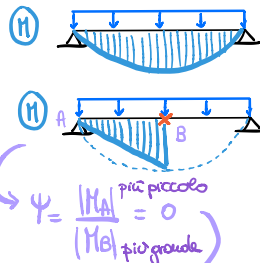
- prima di introdurre il vincolo torsionale
- dopo l'introduzione del vincolo torsionale

Table 6.4 Values of  $\frac{1}{\sqrt{C_1}}$  and  $C_1$  for various moment conditions (load is not destabilising)

End Moment Loading	$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$	$C_1$
	+1.00	1.00
	+0.75	0.92
	+0.50	0.86
	+0.25	0.80
	0.00	0.75
	-0.25	0.71
	-0.50	0.67
	-0.75	0.63
	-1.00	0.60

Intermediate Transverse Loading

	0.94	1.13
--	------	------



ho sempre lo stesso diagramma di M, ma per l'introduzione del vincolo torsionale devo considerare solo mezzo schema (oppoio vincolo torsionale). In piu per semplicita linearizzo con una retta l'andamento → uso tabella

L'approccio A vale sempre. Quello B vale invece per

APPROCCIO B

**B**

è un metodo meno conservativo del metodo A, porta infatti a dei  $\chi$  un po' più grandi

Per i **profili laminati a caldo o sezioni equivalenti saldate** è proposto un approccio alternativo, meno conservativo del precedente, per la determinazione del fattore di riduzione  $\chi_{LT}$ .

→ profili ad I ed ad H

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ (1/\bar{\lambda}_{LT})^2 \end{cases}$$

Stessa formula del metodo A  
 ⓐ scetto che per  $\beta$  che moltiplica  $\bar{\lambda}_{LT}$

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Other cross-sections	-	d

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

coefficiente di imperfezione

$0.75 \leq \beta \leq 1.0$   
 $0.2 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \leq 0.4$   
 valore raccomandato EC3  
 se  $\beta = 1$  caso nel metodo A

Per considerare la distribuzione delle azioni flettenti lungo l'elemento viene introdotto un coefficiente correttore f

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leq 1.0$$

dipende dalla distribuzione del momento flettente (tabella seguente)

Coefficiente  $k_c$  dipendente dalla distribuzione di momento

fattore di riduzione modificato

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1.0$$

Tale tabella non ricopre la variabilità del momento flettente; per questo motivo in genere si sceglie il metodo generale A

Diagramma dei momenti	$k_c$
$\psi = 1$ 	1,0
$1 \leq \psi \leq 1$ 	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

distribuzione di momento tra 2 retti consecutivi

**OSS:** Nel caso in cui la snellezza dell'elemento non sia elevata, l'instabilità flessa-torsionale è ritenuta influente sulla capacità portante dell'elemento inflesso. In dettaglio la verifica di stabilità flessa-torsionale può essere omessa se

**N.B.**

- A**  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$  o  $M_{Ed} \leq \bar{\lambda}_{LT}^2 \cdot M_{cr} = 0.04 \cdot M_{cr}$
- B**  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  o  $M_{Ed} \leq \bar{\lambda}_{LT}^2 \cdot M_{cr} = 0.16 \cdot M_{cr}$

Detto  $M_p$  il momento plastico dell'intera sezione,  $N_p$  la forza normale plastica  $N_p = A \cdot \sigma_s$ ,  $M_p^d$  il momento plastico della sezione ridotta alla zona  $\pm d$ , si può scrivere

per  $N=0$  per  $M=0$

$$M = M_p - M_p^d$$

$$m = \frac{M}{M_p} = 1 - \frac{M_p^d}{M_p} = 1 - \frac{S_p^d}{S_p} = f\left(\frac{N}{N_p}\right) = f(n)$$

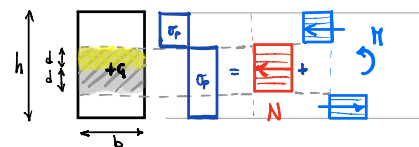
Nel caso di sezione rettangolare, la relazione precedente diventa:

$$n = \frac{N}{N_p} = \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot \sigma_s}{b \cdot h \cdot \sigma_s} = 2 \cdot \frac{d}{h}$$

graficando ponendo ai valori adimensionali:

$$m = 1 - \frac{S_p^d}{S_p} = 1 - \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot \frac{8}{b \cdot h^2} = 1 - 4 \cdot \frac{d^2}{h^2} = 1 - n^2$$

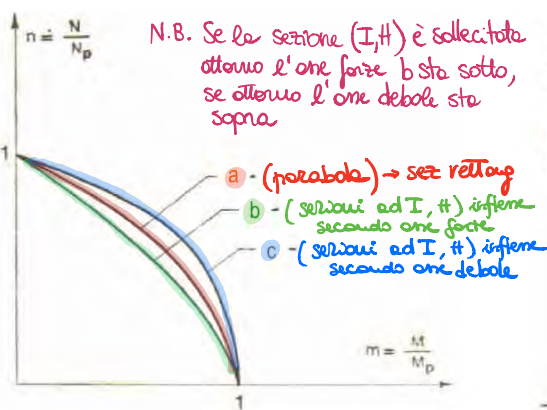
Equazione di Girkmann



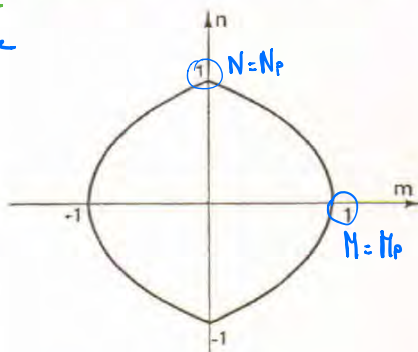
$$M = M_p - M_p^d$$

della sezione complementare della sezione grigia

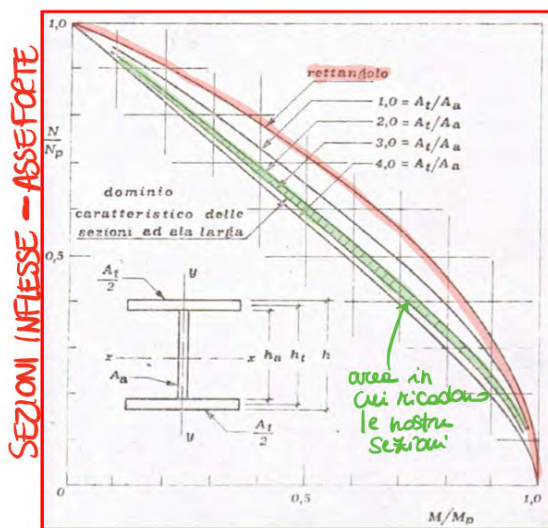
Si ha quindi, nel piano m-n, primo quadrante, una parabola (a) [curve di interazione]. Naturalmente, negli altri quadranti si hanno parabole simmetriche della prima e in definitiva si ha il dominio (convesso) completo.



Nel caso di sezione a doppio T inflessa secondo il suo asse forte si hanno delle espressioni un po' più complesse (Oss 2 successiva) e si ottengono curve situate al di sotto della parabola precedente (b)



Se l'asse di flessione è quello debole, le curve passano al di sopra della parabola (c)





Se non voglio usare (eq. 1) e/o (eq. 2) uso l'approccio dell'EC3 (formulazione semplificata che ricorre alla semplificazione della superficie di interazione vista tramite 2 rette).

### Verifica secondo EC3

La presenza di una **forza assiale** contemporanea a un **momento** **riduce** le caratteristiche prestazionali della sezione.

L'EC3 propone, in funzione della **classe** di appartenenza della **sezione**, dei criteri di **riduzione della capacità plastica resistente flessionale di progetto**

**Caso di sezioni trasversali di classe 1 e 2 ed in assenza di azione tagliante** [si analizza solo questo caso dato la non eccessiva frequenza per cui questa verifica di resistenza è condizionante in un elemento presso-inflesso]

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

Momento resistente plastico di progetto ridotto per la presenza di forza assiale

Nel caso di profilati laminati di comune impiego ad I o H, per sezioni senza fori per i bulloni, si può utilizzare la seguente approssimazione (**asse y-y**) per il calcolo di  $M_{N,Rd}$

**(eq. 3)**

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0.5 \cdot a)}$$

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$  → Resistenza plastica di progetto della sezione lorda  
 $a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A}$  → Dimensioni ala  
 $a \leq 0.5$  → Area lorda della sezione trasversale

*for l'esame non de sapere a memoria ma i parametri in gioco li devo sapere*

Momento resistente plastico nel piano dell'anima

*one forte*

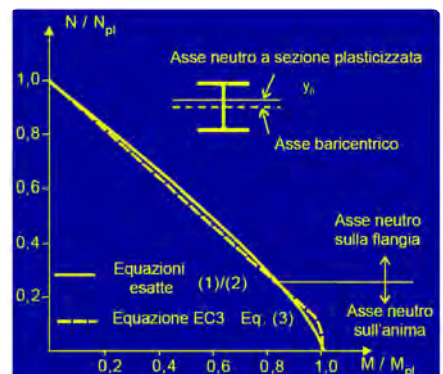
Con riferimento all'asse z-z della sezione valgono invece le seguenti relazioni

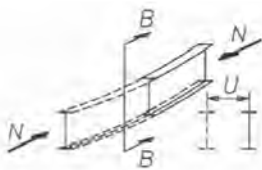
*one debete*

$$n \leq a \rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$n > a \rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \frac{(n-a)^2}{1-a} \right]$$

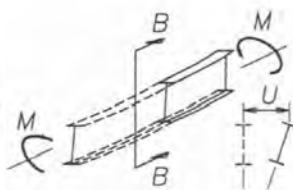
Momento resistente plastico nel piano delle ali





**Instabilità piana**

Le condizioni di vincolo impediscono lo sbandamento della flangia compressa mediante l'inflessione dell'asta nel piano che contiene l'eccentricità del carico



**Instabilità flessio-torsionale**

Quando l'instabilità è accompagnata dallo sbandamento laterale tipico dello svergolamento

(Nel caso in cui il centro di taglio e baricentro della sezione non siano coincidenti, in genere l'instabilità flessio-torsionale risulta determinante anche nel caso di carichi assiali di modesta entità)



Lo studio della pressoflessione è condotto attraverso i domini di interazione tra azione assiale e azioni flettenti secondo i due assi principali della sezione

→ è complesso lavorare e trovare queste curve

Dal punto di vista normativo, in luogo di formulazione complesse dei domini di interazione, vengono proposti criteri semplificati

Si può essere anche quando N=0, ricaderei dunque nella verifica di instabilità di un elemento soggetto a flessione deviata

La verifica è soddisfatta se entrambe le disuguaglianze sono soddisfatte.

**Verifica di instabilità di elementi presso-inflessi (caso generale biassiale)**

Le formule sono composte da 3 contributi:  
• N, My, Mz  
↓  
me forte me debole

A numeratore abbiamo le sollecitazioni o denuminate le resistenze

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

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

fattori di riduzione legati all'instabilità flessionale

coefficienti rappresentanti i termini di interazione

fattore di riduzione dell'instabilità laterale

**Oss:** Rk rappresentano i valori caratteristici di resistenza da valutare sulla base della classe della sezione trasversale

Queste relazioni devono essere usate con criterio: devo calcolare i parziali dei 3 contributi per capire come sta lavorando il mio elemento strutturale. Devo capire quanto della resistenza della sezione è arrivata da N, da My e da Mz. Se abbiamo un elemento

attraverso i coefficienti k prendo in conto l'interazione (comportamento non lineare)

$k_{yy} \rightarrow M_y$   
 $k_{yz} \rightarrow M_z$   
 $k_{zy} \rightarrow M_y$   
 $k_{zz} \rightarrow M_z$

(k può essere ma ≤ 1)

Indicazioni per il calcolo di  $N_{Rk} = f_y \cdot A_y$ ,  $M_{Rk} = f_y \cdot W_y$ ,  $\Delta M_{i,Sd}$

Classe	1	2	3	4
$A_y$	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	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

Momenti aggiuntivi dovuti alla traslazione dell'asse baricentrico efficace della sezione lorda per profili in classe 4

$e_{N,y}$ ,  $e_{N,z}$  rappresentano le eccentricità (secondo asse y e secondo asse z) tra il baricentro della sezione nominale e quello della sezione efficace

prevalentemente compresso, e scopriremo che la verifica non è soddisfatta, e il 1° contributo si porta via solo il 50% della sollecitazione mentre il 2° se ne porta 40%, vuol dire che la struttura è mal concepita ⇒ devo far in modo di abbassare 3° contributo, o cambiando sezione, o diminuendo  $L_0$ , o meglio controventi. Devo capire quindi in che modo la verifica non è soddisfatta.

Per il progetto mostra i vari contributi



## 2.2 VERIFICA DELLE SEZIONI

non è prendiamo in considerazione

### 2.2.1 TORSIONE

forsione di compatibilità ↗  
torsione di equilibrio ↘

Per i profili in acciaio, generalmente a sezione aperta in **sezione sottile**, occorre impostare la torsione con una trattazione più generale [teoria delle aree settoriali o della torsione non uniforme]

Il flusso delle tensioni tangenziali indotte dal momento torcente T viene suddiviso in due aliquote:

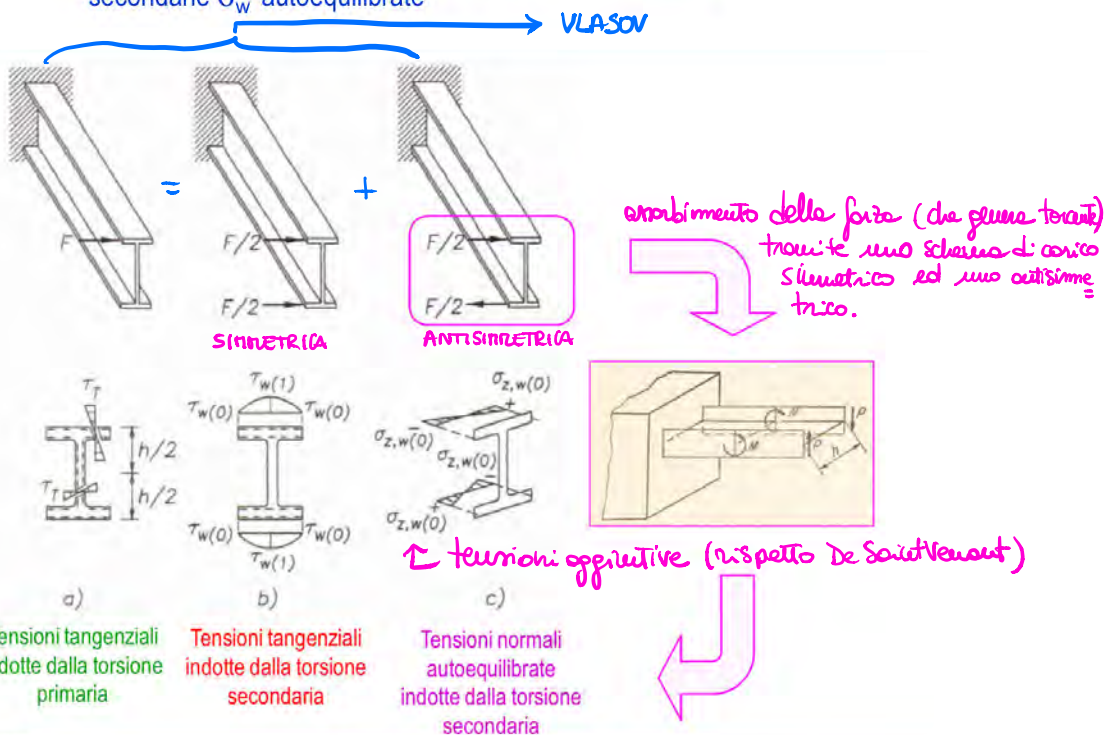
$$T = T_t + T_w \quad (*)$$

- ❖ flusso primario  $\tau_t$  associato alla torsione pura o uniforme (De Saint Venant) con risultante  $T_t$
- ❖ flusso secondario  $\tau_w$  associato a tensioni tangenziali indotte dall'ingobbimento disuniforme delle sezioni trasversali, torsione secondaria o torsione non uniforme, con risultante  $T_w$  [contributo significativo per le travi a sezione sottile aperta]  
Alle tensioni  $\tau_w$  risultano associate delle tensioni normali secondarie  $\sigma_w$  autoequilibrate

Sebbi a parte sottile

Studio la torsione solo alla De Saint Venant è sbagliato perché ci potrebbe essere dei risultati troppo cautelativi

uso VLASOV (nascita di torsione secondarie che fa nascere delle tensioni tangenziali in corrispondenza delle ali



Il momento torcente viene esercitato in parte da una torsione primaria alla D.S.V. e in parte con una torsione secondaria alla VL in funzione della rigidità torsionale dell'elemento e dell'area settoriale.

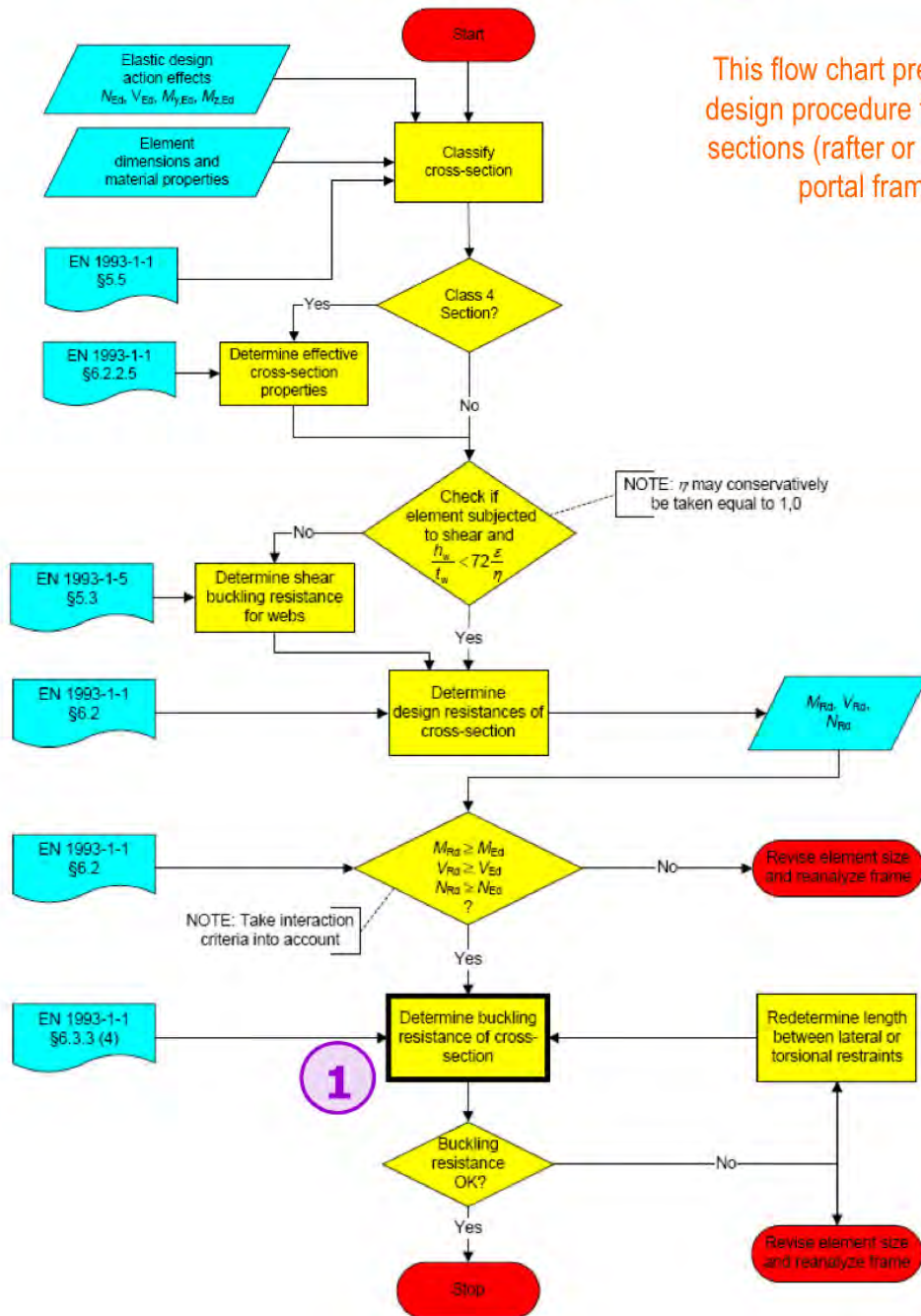
Alla luce di questo, possono tracciarsi diagrammi di questo tipo:



**DIAGRAMMA RIASSUNTIVO DI VERIFICA DI UNA SEZIONE**  
*(implementate su MATLAB - Formule EC3)*

**Element elastic design**

This flow chart presents the design procedure for uniform sections (rafter or column) in portal frames



## 2.3 MEMBRATURE COMPOSTE

Per **aste composte** si intendono le **membrature composte** interessate prevalentemente da **forza assiale**. Sono formate da **due o più elementi principali** opportunamente **vincolati** tra di loro in modo discontinuo.

Il **comportamento globale** dipende da:

- A) **deformabilità flessionale**, legata al momento d'inerzia della sezione composta
- B) **deformabilità per taglio**, derivante dalla deformabilità delle aste di collegamento e dei correnti

La **capacità portante** dipende da:

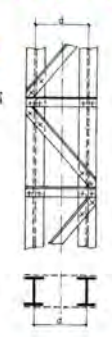
- A) **comportamento globale** dell'asta
- B) **comportamento locale** delle singole componenti
- C) **tipo di collegamento** tra le componenti ed **azioni** che le impegnano

### I. Aste tralicciate

Costituite da correnti collegate tra loro mediante un traliccio

La deformabilità per taglio dipende dalla rigidità assiale del diagonale e del traverso

Ogni tratto di corrente può essere considerato come **asta isolata** semplicemente **compressa** avente **lunghezza libera di inflessione** pari all'**interasse** dei collegamenti




### II. Aste calastrellate

Costituite da correnti collegate tra loro mediante piastre rettangolari (calastrelli)

La deformabilità per taglio dipende dalla rigidità flessionale di correnti e calastrelli

I correnti sono **compressi** ed **inflessi**; si approssima con andamento lineare il diagramma di momento




### III. Aste abbottonate

Costituite da correnti ravvicinate tra i quali vengono interposte delle lamiere in acciaio

La deformabilità per taglio dipende dalla rigidità flessionale di correnti e collegamenti, nel caso di giunzioni bullonate

I correnti sono **compressi** ed **inflessi**; il diagramma di momento ha andamento non lineare e deve essere valutato con riferimento alla configurazione deformata



$$\Delta A_{net,2} = t \cdot n \cdot d_o - \sum_{i=1}^n \frac{s^2 t}{4 \cdot p} = 25 \cdot 2 \cdot 22 - \frac{90^2 \cdot 25}{4 \cdot 100} = 594 \text{ mm}^2$$

↙ diametro del foro  
↑ n° fori lungo la spazzatura

Quindi  $\Delta A_{net} = \max(\Delta A_{net,1}, \Delta A_{net,2}) = 594 \text{ mm}^2$

Allora  $A_{net} = A - \Delta A_{net} = 5000 - 594 = 4406 \text{ mm}^2$

- RESISTENZA PLASTICA DI PROGETTO

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5000 \cdot 275}{1.05} \cdot 10^{-3} = 1309.5 \text{ kN}$$

↳ per avere i kN

- RESISTENZA ULTIMA DI PROGETTO DELLA SEZIONE NETTA

$$N_{u,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot 0.9 = \frac{4406 \cdot 430}{1.25} \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} = 1364 \text{ kN}$$

↳ per avere i kN

→  $N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 1309.5 \text{ kN}$

→ VERIFICA SULLA DUTTILITÀ:  $N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$  soddisfatta

ELEMENTI COMPRESSI

- SLU Verifica di resistenza:

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

CLASSE 1,2,3

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



CLASSE 4

$$N_{C,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$



$$\frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \frac{L}{1000}$$

se ho un elemento in preformazione, posso considerare solo compenso se è soddisfacente questa relazione!

- SLU Verifica di instabilità:

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

CLASSE 1,2,3

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

CLASSE 4

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

COEFFICIENTE DI RIDUZIONE PER MODALITÀ DI INSTABILITÀ PERTINENTE

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ CLASSE 1,2,3}$$

fattore di imperfezione assunto in funzione delle curve (a, b, c, d)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \text{ CLASSE 4}$$

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

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

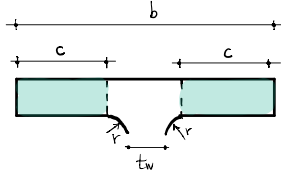
SNELLEZZA ADIMENSIONALE



$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

- **FLANGIA COMPRESSA**

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = 132.8 \text{ mm}$$



$$\frac{c}{t_f} = \frac{132.8}{15.4} = 8.6 \rightarrow \text{devo confrontarlo con i limiti per vedere in che classe ricade}$$

- CLASSE 1 :  $\frac{c}{t_f} \leq 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot 0.92 = 8.3 \rightarrow$  non è di classe 1
- CLASSE 2 :  $\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \epsilon = 10 \cdot 0.92 = 9.2 \rightarrow$  il profilo, per quanto riguarda la flange compressa è di **classe 2**

- **ANIMA COMPRESSA**

$$c = d = 246.7 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{246.7}{9.9} = 24.9 \text{ mm} \rightarrow \text{devo confrontarlo con i limiti per vedere in che classe ricade}$$

- CLASSE 1 :  $\frac{c}{t_w} \leq 33 \cdot \epsilon = 33 \cdot 0.92 = 30.4 \rightarrow$  è di **classe 1**

2. VERIFICA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE (SLU)  $\rightarrow$  assunto  $\gamma_{no} = 1$  (secondo l'EC3)

$$N_{Ed} \leq N_{C,Rd} \rightarrow \text{CLASSI 1,2,3} \quad N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{no}} = \frac{12 \cdot 300 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1.0} \cdot 10^{-3} = 3383 \text{ kN} > 2850 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{C,Rd}} = 0.84 \leq 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

3. VERIFICA DI STABILITÀ (SLU)

- Lunghezza libera di inflessione:
  - ASSE FORTE y :  $L_{0,y} = 6000 \text{ mm}$  (tutta la luce della colonna)

- ASSE DEBOLE

$$\phi_z = 0.5 \left( 1 + 0.49 (0.45 - 0.2) + 0.45^2 \right) = 0.66$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.45^2}} = 0.88 < 1$$

- ASSE FORTE

$$\phi_y = 0.5 \left( 1 + 0.34 (0.52 - 0.2) + 0.52^2 \right) = 0.69$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.52^2}} = 0.87 < 1$$

poiché  $\chi_y < \chi_z \Rightarrow$  l'instabilità più critica si verifica per l'asse forte y

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.87 \cdot 12300 \cdot 275}{1.0} = 2943 \text{ kN} > N_{Ed}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.97 \leq 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA} \quad \left( \text{così vedo di quanto è} \right)$$

Soddisfatta il %

### (b) VERIFICA PER INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,t,Rd}} \leq 1$$

$$\rightarrow = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{classe 1, 2, 3})$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,t}}} = \sqrt{\frac{123 \cdot 10^2 \cdot 275}{181 \cdot 10^3}} = 0.43$$

$$N_{cr,t} = \frac{1}{i_0^2} \left( G I_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L_0^2} \right)$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 = 0 \quad \text{perché sezione a doppia simmetria}$$

$$i_0 = \sqrt{134^2 + 76.9^2} = 154.5 \text{ mm}$$

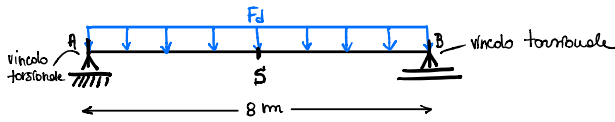
$$N_{cr,t} = \frac{1}{154.5^2} \cdot \left( 81000 \cdot 912 \cdot 10^4 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.56 \cdot 10^6}{3000^2} \right)$$

$$N_{cr,t} = 181 \text{ kN}$$

$L_0$  dell'asse debole seguendo EC3

## ESERCITAZIONE

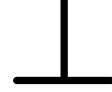
### TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA CON VINCOLI TORSIONALI RIGIDI



**AZIONI:**

- $g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$
- $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$

SOLETTA IN C.A. → vincolo torsionale diffuso



ometto la verifica di instabilità laterale

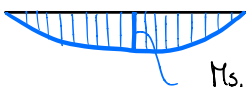
### COMBINAZIONE DELLE AZIONI (SLU)

- CARICO DI PROGETTO CHE GRAVA SULLA STRUTTURA:

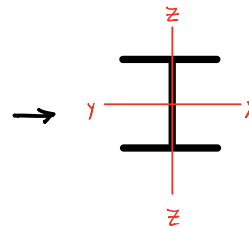
$$F_d = [\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k] \cdot l = [1.3 \cdot 3.9 + 1.5 \cdot 3.0] \cdot 6 = 57.4 \text{ kN/m}$$

interazione tra le travi principali

- MOMENTO MASSIMO IN MEZZERIA (sezione S):



$$M_{S,Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{8} = \frac{57.4 \cdot 8^2}{8} = 459 \text{ kNm}$$



z = asse debole  
y = asse forte

- TAGLIO SOLLECITANTE MASSIMO:



$$V_{0,Ed} = \frac{F_d \cdot l}{2} = \frac{57.4 \cdot 8}{2} = 230 \text{ kN}$$

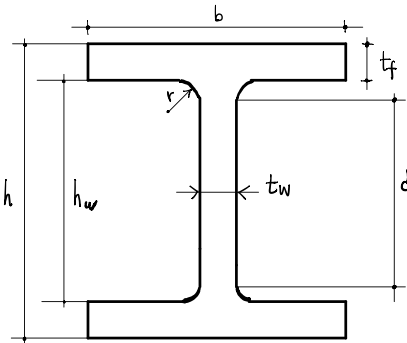
### SCELTA DELL'ELEMENTO STRUTTURALE (PREDIMENSIONAMENTO)

• ACCIAIO → S275 con  $f_y = 275 \text{ MPa}$  con  $E_s = 210000 \text{ MPa}$

Dal valore del momento sollecitante massimo ricavo:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{S,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{459 \cdot 1}{275} = 1669 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{entro nel soprario e scelgo una trave}$$

UKB S275  
457 × 194 × 82



PROPRIETÀ GEOMETRICHE SEZIONE

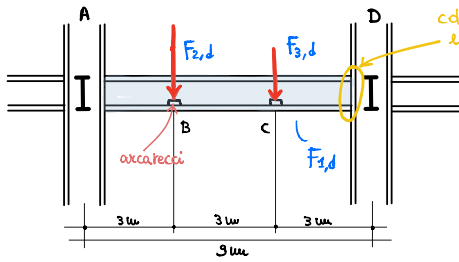
$A = 104 \text{ cm}^2$
$r = 10.2 \text{ mm}$
$t_w = 9.9 \text{ mm}$
$t_f = 16 \text{ mm}$
$b = 194.3 \text{ mm}$
$W_{pl,y} = 1830 \text{ cm}^3$
$J_y = 37100 \text{ cm}^4$

### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

- ANIMA → classe 1 (sotto pura flessione)
- FLANGIA COMPRESSA → classe 1 (sotto pura flessione)



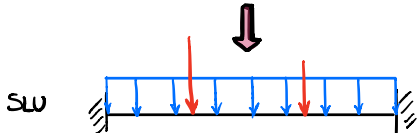
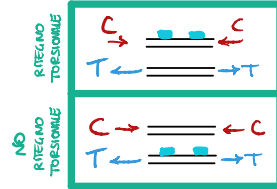
## TRAVE INCASTRATA (più di vincoli torsionali diffusi lungo la lunghezza della trave)



collegamenti che fungono da incastri (in grado di trasferire M) e 0 di vincolo torsionale di estremità alla trave

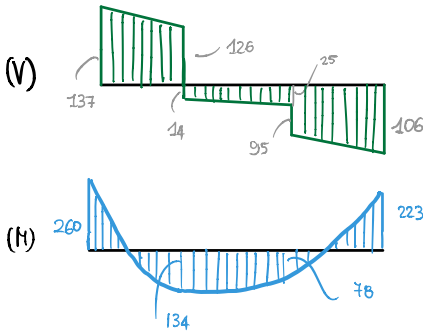
$F_{1,d} = 3.7 \text{ kN/m}$  (carico distribuito)  
 $F_{2,d} = 140 \text{ kN}$   
 $F_{3,d} = 70 \text{ kN}$

gli incastri invece in questo caso non sono in grado di delegare la funzione di sostegno torsionale per la trave. Portano solo un carico sulla trave principale, perché? perché sono collegate alla parte terza della trave, mentre per essere vincolo torsionale deve essere collegato alla parte compressa per bloccare lo sbandamento della parte compressa

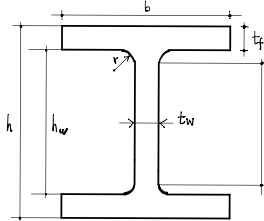


$L_{cr} = 9m$

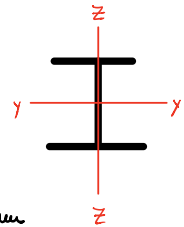
per il problema flessione torsionale = distanza tra 2 vincoli torsionali



SEZIONE TRASVERSALE UKB 457 X 191 X 67 ACCIAIO S275



$f_y = 275 \text{ MPa}$   
 $E_s = 210 \text{ 000 MPa}$   
 $b = 185.9 \text{ mm}$   
 $h = 453.4 \text{ mm}$   
 $t_w = 8.5 \text{ mm}$   
 $A = 85.5 \text{ cm}^2$   
 $t_f = 12.7 \text{ mm}$   
 $J_z = 14.52 \text{ cm}^4$   
 $r = 10.2 \text{ mm}$   
 $I_t = 37.54 \text{ cm}^4$   
 $I_w = 703.8 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$



### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

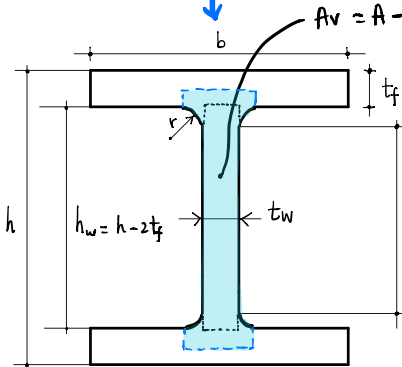
- ANIMA → CLASSE 1 (pure flessione)
- FLANGIA COMPRESSA → CLASSE 1 (pure flessione)

### VERIFICA A TAGLIO

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$

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

per profili laminati soggetti a q paralleli all'anima, e' area  $A_v$  e'



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

area minima

$A_v = 4093.51 \text{ mm}^2 > 3638 \text{ mm}^2$

dunque:

$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 650 \text{ kN}$

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{137}{650} = 0.21 \leq 1 \rightarrow$  VERIFICA SODDISFATTA

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M2}} \quad \rightarrow W_{pl,y} \text{ per classi 1,2}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \approx \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = 0.87$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left( 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$

devo calcolare:

$$\frac{h}{b} = \frac{453.4 \text{ mm}}{189.5 \text{ mm}} = 2.39 \quad \rightarrow \quad 2 < 2.39 < 3.1 \quad \rightarrow \text{curva di stabilità "c"} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0.49$$

Trovo:  $\phi_{LT} = 1.09$  e  $\chi_{LT} = 0.6$

devo modificarlo per tenere conto del reale momento flettente (perché le formule che ho usato sono valide se il momento è costante)

per tenere conto della reale forma del momento

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = 0.72 \leq 1$$

$$f = 1 - 0.5 (1 - K_c) [1 - 2 (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.83 \leq 1$$

tiene conto della forma del diagramma di momento

$$K_c = \frac{1}{\sqrt{C_1}} = 0.61$$

oppure uso la tabella EC3

$$C_1 = \frac{M_{cr} \text{ (condistribuzione M reale)}}{M_{cr} \text{ (condistribuzione M costante)}} = \frac{355.7 \text{ kNm}}{134 \text{ kNm}} = 2.65$$

$$M_{b,Rd} = 291 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{260}{291} = 0.89 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

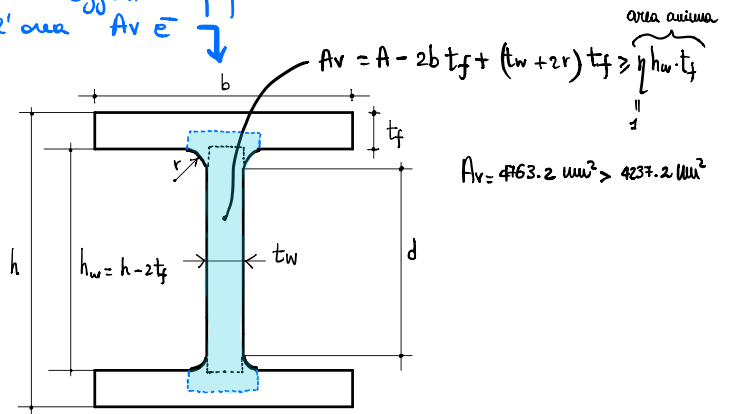
► VERIFICA A TAGLIO

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

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

perché di classe 1

per profilati laminati soggetti a q paralleli all'aulina, e' area  $A_v$  è



dunque:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 756 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{133}{756} = 0.18 \leq 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

► VERIFICA A FLESSIONE

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1830 \cdot 275}{1} = 503 \text{ kNm}$$

relativo all'asse forte y  
perché sezione di classe 1

Sezione B → dove  $|M_{max}| = 382 \text{ kNm}$   
→ con taglio associato  $V_{B,Ed} = 122 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{382}{503} = 0.76 < 1 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

ATTENZIONE: dove forza

$$\frac{V_{c,Rd}}{2} = \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{756}{2} = 378 \text{ kN} \geq V_{B,Ed} = 122 \text{ kN}$$

50%

⇒ non tempo conto dell'interazione tra flessione e taglio  
↓  
non faccio nessuna riduzione del  $M_{Ed}$

► VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO TORSIONALE (LATERALE)

• snellezza ipotesi alla instabilità flesso-torsionale

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

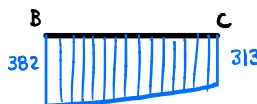
y = significa asse y (asse forte)  
calcolato con il software LIBEAT  
 $M_{cr} = 355.7 \text{ kNm}$   
è un  $W_{pl,y}$  per classi 1 e 2

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \rightarrow \text{il problema flesso-torsionale non sussiste} \Rightarrow \text{ovvio la verifica}$$

0.4  
(sez. laminata a doppio T)

oppure lo posso vedere in modo approssimato:

\* Tratto più critico di momento → BC



Come minimo  $\bar{\lambda}_{LT}$ ?

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{G_i}} \cdot U \cdot V \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$W_{pl,y} = 1830 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_z = 1870 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 37100 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 0.922 \text{ dm}^3$$



$$\phi_{LT} = 0.5 \left( 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$

↓      COEFF. DI IMPERFEZIONE  
↓      ↓  
0.4      0.75

devo calcolare:

$$\frac{h}{b} = \frac{460 \text{ mm}}{191.3 \text{ mm}} = 2.4 \quad \rightarrow \quad 2 < 2.4 < 3.1 \quad \rightarrow \quad \text{curva di stabilità "C"} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0.49$$

Trovo:  $\phi_{LT} = 0.70$  e  $\chi_{LT} = 0.87$

devo modificarlo per tenere conto del reale momento flettente (che non è costante)

$$\chi_{LT, mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \approx 0.92 \leq 1$$

$$f = 1 - 0.5 (1 - K_c) \left[ 1 - 2 (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.96 \leq 1$$

tiene conto della forma del diagramma di momento

$$\hookrightarrow K_c = \frac{1}{\sqrt{C_1}} = 0.92$$

$$M_{b,Rd} = 463 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{382}{463} = 0.83 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Adesso posso valutare l'equazione:

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

$$\left(\frac{30}{97.9}\right)^2 + \left(\frac{1}{61.6}\right)^{1.85} = 0.09 \leq 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

$\alpha$  e  $\beta$  dipendono dalla forma della sezione

$\begin{cases} \alpha = 2 \rightarrow \text{per sezioni ad H o ad I} \\ \beta = 5 \cdot n \geq 1 \rightarrow \beta = 1.85 \end{cases}$

$\uparrow$   
in ogni caso comunque

Adesso partiamo alle verifiche di stabilità  $\rightarrow$  mi serve la lunghezza libera di inflessione

$L_{y,CR} = 5000 \text{ mm}$        $L_{z,CR} = 5000 \text{ mm}$

**VERIFICA DI INSTABILITÀ PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA**

devo essere entrambe soddisfatte

$$\begin{cases} \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} (M_{y,Rk} / \gamma_{M1})} + K_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} (M_{y,Rk} / \gamma_{M1})} + K_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \end{cases}$$

$\leq 0$  perchè sezione di classe 1  $\neq$  solo se di classe 4

$N_{Rk} = A \cdot f_y = 1614 \text{ kN}$   
 $M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 136.7 \text{ kNm}$   
 $M_{z,Rk} = W_{pl,z} \cdot f_y = 63.5 \text{ kNm}$

$\lambda_1 = 93.9 \text{ E} = 86.39$   
 $\bar{\lambda}_z = (L_{cr,z} / i_z) = 1.13 \rightarrow$  curva da considerare **CURVA C**  $\rightarrow \alpha_z = 0.49$   
 $\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 1.37$   
 $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.47$

La stessa procedura la ripeto per l'asse y, ottenendo:  
 $\bar{\lambda}_y = 0.66 \rightarrow$  curva da considerare **CURVA B**  $\rightarrow \alpha_y = 0.34$   
 $\phi_y = 0.80$

$\chi_y = 0.80$

uno metodo approssimato senza passare da  $M_{cr}$

$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{1}{\sqrt{C_1}}\right) 0.9 \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w} = 0.75 \cdot 1.13 \cdot 1 = 0.76$   
 $\hookrightarrow$  dipende dalla classe della sezione  
 $\hookrightarrow$  dipende dal diagramma di sollecitazione  $\rightarrow \Psi = 0 \rightarrow 0.75$

$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.78$   
 CURVA B  $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$        $\hookrightarrow 0.4$        $\hookrightarrow 0.75$

Sostituendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{590}{0.8 \cdot 1614/1} + 0.73 \frac{30}{0.94 \cdot 136.7/1} + 0.75 \frac{1}{63.5/1} \leq 1 \rightarrow 0.64 < 1 \\ \frac{590}{0.47 \cdot 1614/1} + 0.78 \frac{30}{0.94 \cdot 136.7/1} + 1.25 \frac{1}{63.5/1} \leq 1 \rightarrow 0.98 < 1 \end{array} \right.$$

VERIFICA SODDISFATTA

↓ N.B. distingui i termini!

così sono coscute del fatto che la mia colonna sta lavorando bene: colonna lavora in sostanza per portore N (infatti ho contributo maggiore) e per portore M secondo l'ore forte My (infatti il 2° contributo è > del 3°) mentre lavora male per portore Mz infatti contributo più piccolo.

- il 78% della renditura totale è utilizzata dalla colonna per portore N
- il 18% della renditura totale è utilizzata dalla colonna per portore My
- il 2% della renditura totale è utilizzata dalla colonna per portore Mz

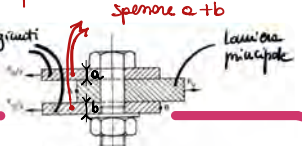


### 3.1.1 UNIONI BULLONATE A TAGLIO

la posso pensare come un unico lamiera di spessore  $a + b$

In genere faccio lavorare il bullone con una soluzione ibrida: a) per lo SW, b) per lo SLE (sostituiti) *no scorrimenti*

È molto più semplice realizzare un'unione bullonata che lavora a taglio con bullone che lavora a taglio (invece se (b) uno + bullone)



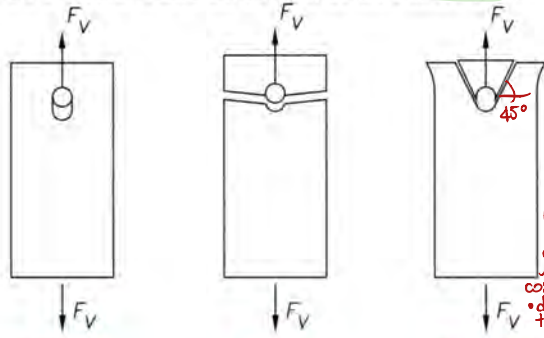
#### a) Bullone lavora a taglio (più semplice da realizzare)

Il bullone risulta attivo quando la superficie laterale del gambo è a contatto con la superficie del foro

La crisi si ha per superamento della resistenza a taglio del bullone o per cedimento della lamiera

La crisi di una unione bullonata a taglio può essere causata, oltre che dalla rottura del bullone, da altre cause quali:

ROTTURA LAMIERA



Rifollamento della lamiera

Trazione della lamiera

Taglio della lamiera

per le forti tensioni di contatto tra lamiera e bullone, il foro si ovalizza

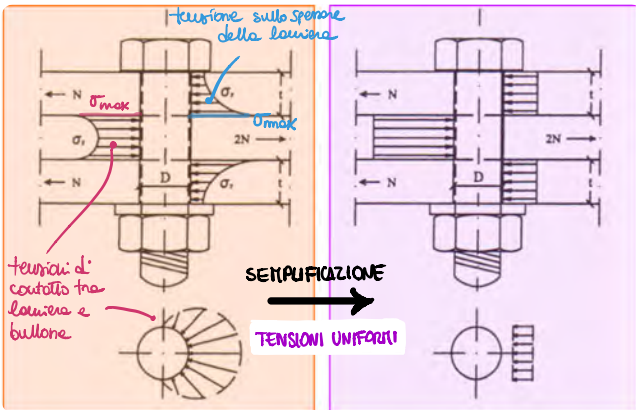
rottura perpendicolare alla direzione dello sforzo

si genera una superficie di rottura inclinata al genere di 45° rispetto la direzione dello sforzo

lo contatto liquido ottenuto si deturpa costruttivi di distim. tra i fori e di distim. di bordo

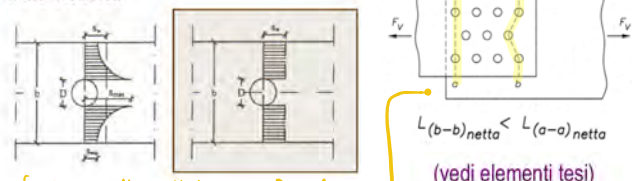
#### Rottura per rifollamento

Ovalizzazione del foro che può portare alla rottura della lamiera. La pressione di contatto bullone lamiera viene supposta uniforme



#### Rottura per trazione (già vista prima)

Si assume una distribuzione uniforme delle tensioni



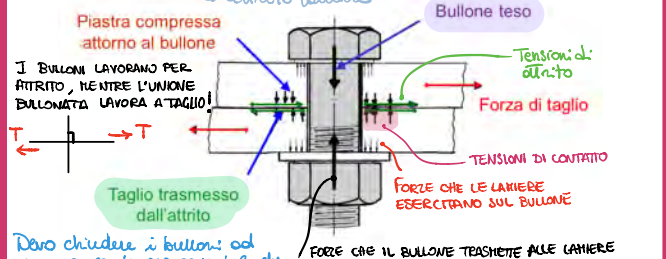
Se fori non allineati devo verificarli (verifico la rottura) su percorsi diversi

#### b) Bullone lavora ad attrito

Il bullone viene preventivamente serrato e preme le piastre del collegamento tra di loro

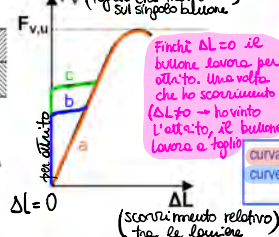
La resistenza di una unione ad attrito è funzione dell'attrito tra le lamiere, del trattamento eseguito sulle superfici a contatto e del grado di serraggio [la trasmissione del carico avviene per attrito tra i piatti con scorrimento nullo]

Serrando il bullone, penso uno sforzo di compressione nella lamiera, mentre di trazione nel bullone = attrito lamiera



Devo chiudere i bulloni: ad una coppia di serraggio tale che mi faccia lavorare il bullone per attrito.

Qual è il comportamento del singolo bullone?



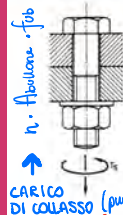
Comportamento della giunzione in funzione del livello di precarico del bullone. In ordinate i valori della forza, in ascissa i valori dello scorrimento relativo delle lamiere.

curva a	senza azioni di serraggio.
curve b e c	con azioni di serraggio di intensità diverse (c maggiore di b)

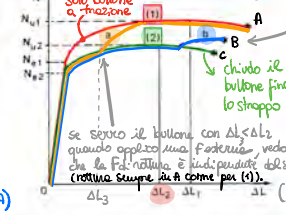
- La curva a presenta uno scorrimento proporzionale al carico fino alla plasticizzazione del materiale e quindi scorrimenti via via maggiori sino alla rottura per il carico ultimo  $F_{v,u}$ .
- Le altre due curve, aventi lo stesso andamento, presentano un primo tratto di curva coincidente con l'asse delle ordinate [situazione in cui l'azione esterna è assorbita dall'attrito senza spostamenti relativi delle lamiere] quindi un tratto pseudo-orizzontale conseguenza dello scorrimento per il superamento dell'attrito e il raggiungimento della curva a con l'incremento del carico.

Funziona come la compressione

la coppia di serraggio non dovrebbe condizionare la forza massima che può essere trasmessa, nella realtà questo è vero se io non eccedo nella coppia di serraggio



CARICO DI COLLASSO (curva A)



Se invece serro con  $\Delta L > \Delta L_2$  il carico di rottura diminuirà NON DEVO ECCEDERE CON LA COPPIA DI SERRAGGIO. Influenza della coppia di serraggio sul comportamento del bullone. allungamento relativo a calcolo con carichi minori

- Curva (1): legame  $N-\Delta L$  bullone sottoposto a trazione (senza alcun serraggio)
- Curva (2): legame  $N-\Delta L$  applicando la coppia di serraggio (N massimo per allungamento  $\Delta L_2$ )
- Curva (a): transizione per serraggio che comporta  $\Delta L < \Delta L_2$
- Curva (b): transizione per serraggio che comporta  $\Delta L > \Delta L_2$  (resistenza bullone minore di quella che avrebbe avuto in assenza di serraggio)  $\Rightarrow$  necessità di controllare la coppia di serraggio

Forza pre-carico  $F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_{res}$  Coppia di serraggio  $M_s = k \cdot d \cdot F_{p,c}$

Il valore del fattore k è generalmente indicato sulle targhette delle confezioni. Nota k il momento di serraggio può essere valutato con le seguenti tabelle (pag seguente)

forza che voglio imprimere di trazione sul bullone e compressioni sulle lamiere. Per imprimere questa forza devo applicare una coppia di serraggio

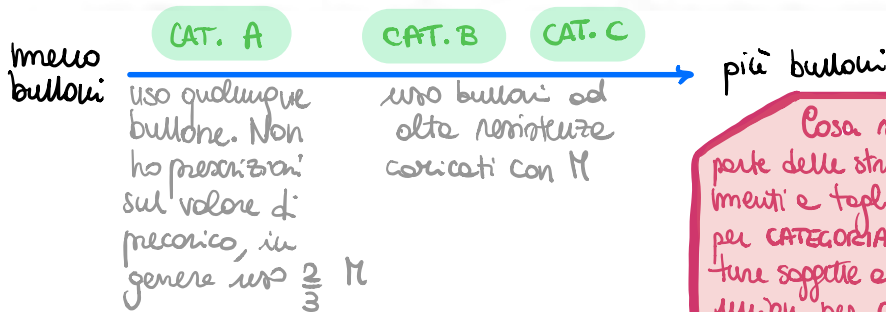
CATEGORIE DELLE UNIONI BULLONATE A TAGLIO

in base al fatto che vengono accettati o meno scorrimenti relativi tra le lamiere (ECS)

**Collegamenti a taglio (Categoria A)** → se accetto scorrimenti relativi tra le lamiere & valore del carico esterno  $F_v$   
 Si utilizzano bulloni dalla classe 4.6 alla classe 10.9, senza precarico e senza prescrizioni particolari per le superfici a contatto

**Collegamenti ad attrito resistenti allo SLS (Categoria B)** → se non accetto scorrimenti tra le lamiere fino al carico di esercizio  
 Utilizzo di bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio in modo da non avere scorrimento allo Stato Limite di Servizio

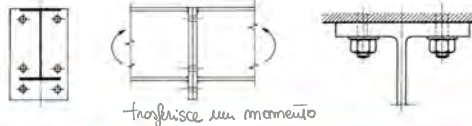
**Collegamenti ad attrito resistenti allo SLU (Categoria C)** → se non accetto scorrimenti fino al carico di SLU  
 Utilizzo di bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio in modo da non avere scorrimento allo Stato Limite Ultimo



Cosa si usa? Nella maggior parte delle strutture civili, i collegamenti a taglio vengono progettati per CATEGORIA A. Nei ponti e in strutture soggette a fatica si progetta per CATEGORIA B (no scorrimenti in esercizio (attrito SLS, resistenza SLU))

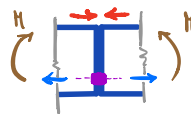
3.1.2 UNIONI BULLONATE A TRAZIONE

UNIONE FLANGIATA



trasferisce un momento

L'unione è soggetta da forze che agiscono normalmente al piano di contatto delle piastre collegate



il bullone lavora in trazione

CATEGORIE DELLE UNIONI BULLONATE A TRAZIONE

**Collegamenti con bulloni non precaricati (Categoria D)** → ho un distacco tra le lamiere per qualunque valore del carico esterno  
 Si utilizzano bulloni ordinari o ad alta resistenza fino alla classe 10.9, senza precarico

**Collegamenti ad alta resistenza precaricati (Categoria E)** → si richiede che il giunto rimanga chiuso fino ad un determinato valore del carico. Faccio un pre-serraggio dei bulloni, schiaccio le lamiere, poi applico il carico esterno, finché  $\sigma_c$  (tensione di contatto) non è nulla il giunto è chiuso.

Le unioni bullonate che lavorano a trazione vengono spesso progettate per CATEGORIA D dando comunque un precarico



### 3.1.4 VERIFICA DELLA GIUNZIONE SECONDO EC3

TABELLA RIASSUNTIVA DELLE VERIFICHE CHE DEVONO ESSERE EFFETTUATE

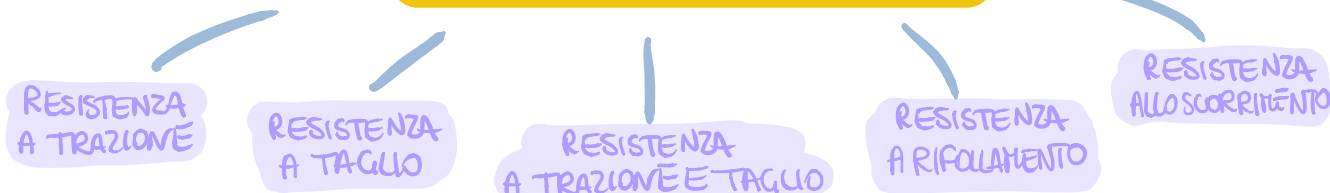
Collegamenti sollecitati a taglio		
Categoria	Criterio	Note
A A taglio	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Non è richiesto precarico. Tutte le classi da 4.6 a 10.9
B Ad attrito resistente allo stato limite di servizio	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati. Assenza di scorrimento allo stato limite di servizio.
C Ad attrito resistente allo stato limite ultimo	$F_{v.Sd} \leq F_{vs.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati. Assenza di scorrimento allo stato limite ultimo.

Collegamenti caricati a trazione		
Categoria	Criterio	Note
D Non precaricati	$F_{t.Sd} \leq B_{t.Rd}$	Non è richiesto precarico. Tutte le classi da 4.6 a 10.9
E Precaricati	$F_{t.Sd} \leq B_{t.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati.

- $F_{v.Sd.ser}$  Forza di progetto a **taglio** per ogni bullone allo **SLS**
- $F_{v.Sd}$  Forza di progetto a **taglio** per ogni bullone allo **SLU**
- $F_{v.Rd}$  Resistenza di progetto a **taglio** di un bullone
- $F_{b.Rd}$  Resistenza di progetto a **rifollamento** di un bullone
- $F_{s.Rd.ser}$  Resistenza di progetto allo **scorrimento** di un bullone allo **SLS**
- $F_{vs.Rd}$  Resistenza di progetto allo **scorrimento** di un bullone allo **SLU**
- $F_{t.Sd}$  Forza di progetto a **trazione** per ogni bullone allo **SLU**
- $B_{t.Rd}$  Resistenza di progetto a **trazione** di un bullone

### 3.1.5 RESISTENZA DI CALCOLO DEL BULLONE





### 3.1.5.2 RESISTENZA A TAGLIO

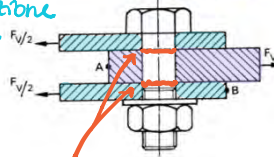


$F_{v,Rd}$  Resistenza di progetto a taglio di un bullone

$F_{v,Rd}$  = resistenza a taglio del bullone

2 superfici che si muovono in direzione opposte oppure

#### 1. Piano di taglio in zona filettata



$n_s = 2$  numero delle sezioni resistenti

CLASSE BULLONE 4.6, 5.6, 8.8 → manca 6.8 (ved: EC3)

4.8, 5.8, 10.9 →

$$F_{v,Rd} = n_s \cdot \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = n_s \cdot \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

taglio di una sola sezione resistente

tensione ultima del bullone

In base alla classe cambia solo il coefficiente

area resistente zona filettata del bullone

il bullone lavora con 2 sezioni resistenti (ogni sezione (sopra/sotto) lavora con  $F_v/2$ )

Se invece voglio fare il confronto della resistenza del bullone con  $F_T$  voluto il n° delle sezioni resistenti nella resistenza del bullone.

#### 2. Piano di taglio in zona non filettata

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

area resistente zona non filettata del bullone (area lorda)

coefficiente sperimentale per passare da resistenza a trazione ad resistenza a taglio

Quindi potrei prendere la sollecitazione e dividerla per il n° delle sezioni resistenti e confrontarla con la singola resistenza di una sezione del bullone, oppure posso prendere l'intera sollecitazione e confrontarla con la resistenza di una sezione del bullone moltiplicata per il n° di sezioni con cui lavora il bullone (come fatto nelle formule).

DIFFERENZA TRA 1. e 2. sta nel dove cade la sezione resistente: se intercutta la parte filettata uso 1 altrimenti 2 (in genere almeno 1 sezione intercutta la zona filettata → uso 1)

La 1. ci fa capire che non c'è tanta differenza tra classe 8.8 e 10.9

CLASSE 8.8 →  $f_{ub} = 800$  MPa  
CLASSE 9.9 →  $f_{ub} = 1000$  MPa

N.B. nella resistenza a trazione si nota la differenza (guadagno importante)

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

mentre per la resistenza a taglio cambia poco

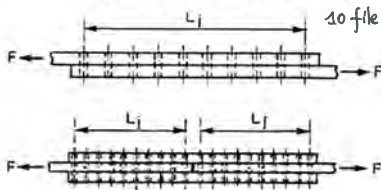
$$F_{v,Rd} = n_s \cdot \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

OSS: Se la giunzione è sviluppata in lunghezza per la presenza di numerosi bulloni, non tutti i bulloni sono soggetti allo stesso carico; poiché le deformazioni maggiori si hanno alle estremità della giunzione i bulloni estremi sono più sollecitati. La resistenza di progetto di ciascun connettore risulta

Resistenza totale <  $\sum$  singole resistenze dei bulloni  
ma uso coefficienti riduttivi

quindi se ho un bullone che lavora a taglio uso la classe 8.8, non ha senso usare 10.8 perché non avrei nessun vantaggio, mentre se lavoravo a trazione è conveniente usare 10.8.

Nell'ambito di un progetto è meglio usare sempre la stessa classe con da evitare errori.

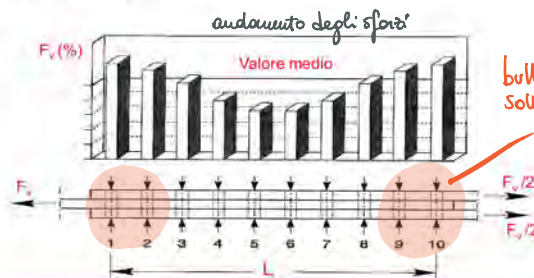


$$F_{vL,Rd} = \beta_{Lj} \cdot F_{v,Rd}$$

dipende dalla lunghezza  $L_j$  del giunto e del diametro del bullone

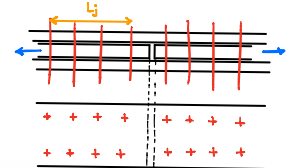
$$\beta_{Lj} = 1 - [(L_j - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)]$$

$$0.75 \leq \beta_{Lj} \leq 1.0$$

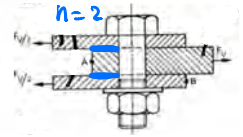


bulloni più sollecitati

$L_j$  è la lunghezza che uso per valutare il n° dei bulloni resistenti



### 3.1.5.5 RESISTENZA A SCORRIMENTO



La resistenza di progetto a scorrimento di un bullone ad alta resistenza precaricato è data da:

Voluto il n° di bulloni tale per cui la forza di precarico che vedo ad applicazione è tale da annullare lo scorrimento.

coefficiente funzione del tipo di foro  
 1.00 gioco foro-bullone normale  
 0.85 fori maggiorati o ad asola corta  
 0.70 fori ad asola lunga

numero di superfici di scorrimento (≈ come n° sezioni trasversali del bullone)

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

coefficiente di attrito funzione del trattamento delle superfici

- 0.5 Classe A
- 0.4 Classe B
- 0.3 Classe C
- 0.2 Classe D

↑ aumento rugosità  
 ↓ clonazione delle superfici (rugosità superfici)  
 ↑ sabbrofina

(non trattate)  
 ↳ se voglio usare  $\mu > 0.2$  ho bisogno di prove sperimentali che lo attestino  
 uso  $\mu = 0.2$  e tanto esco

asola → la faccio per far scivolare il bullone



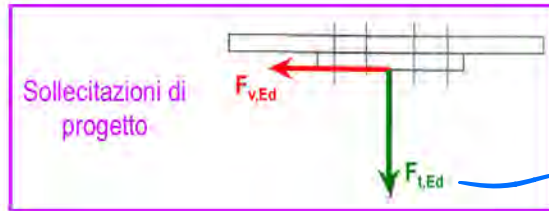
coefficiente parziale di sicurezza  
 $\gamma_{M3} = 1.25$  in presenza di fatica  
 $\gamma_{M3} = 1.10$  in altre situazioni

forza di progetto di precarico per bulloni ad alta resistenza aventi coppia di serraggio controllata

$$F_{p,C} = 0.70 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

**OSS:** Nel caso in cui il collegamento ad attrito sia sollecitato anche da forza assiale, la resistenza a taglio risulta data da:

ne tengo conto



diminuisce la tensione di contatto → diminuisce l'attrito

Giunzione di categoria B

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

per tenere conto che la distribuzione di tensione di contatto non è uniforme

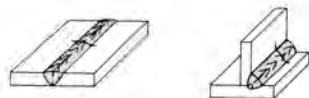
Giunzione di categoria C

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



### Difetti delle saldature (di natura metallurgica)

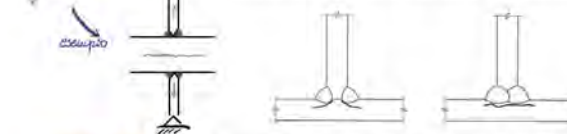
**Cricche a caldo:** fessure indotte da sforzi di ritiro generati dalla solidificazione di segregazioni di impurezze a temperature inferiori a quelle del metallo base



**Cricche a freddo:** l'elevata velocità di raffreddamento, specie nel materiale base adiacente alla saldatura, produce delle zone di elevata durezza che possono essere sedi di incrinature



**Strappi lamellari:** cricche nel materiale di base indotte da sforzi di trazione ortogonali al piano di laminazione (forti tensioni di ritiro, notevole spessore del materiale di base)



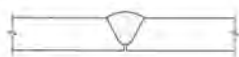
**Inclusioni:** zone anomale contenenti sostanze diverse da quelle del materiale base e di apporto

- Inclusioni solide scorie
- inclusioni gassose gas intrappolati nel bagno di saldatura

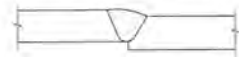
### Difetti delle saldature (di natura geometrica)

**Eccesso di sovrametallo:** spessore eccessivo del materiale di apporto, dannoso a causa di eventuali discontinuità (fatica, urti, basse temperature)

**Mancanza di penetrazione:** mancanza di penetrazione del materiale fuso (zone di non completa continuità nell'unione saldata)

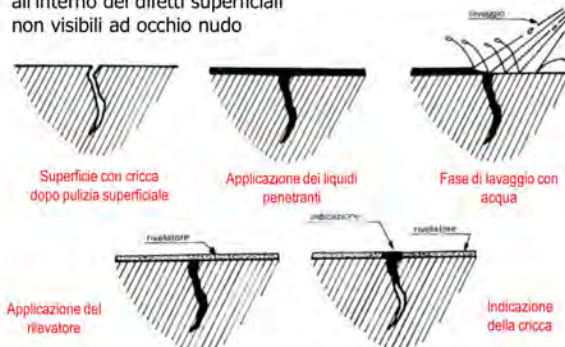


**Disassamento dei lembi:** montaggio imperfetto delle parti da unire (variazione di geometria con possibili eccentricità non considerate in fase di progetto)



### Controlli delle saldature

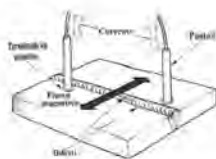
**Esame con liquidi penetranti:** La tecnica sfrutta la capacità dei liquidi a bassa tensione superficiale di penetrare per capillarità all'interno dei difetti superficiali non visibili ad occhio nudo



### Esame magnetoscopico

Generazione di un campo magnetico che, con l'ausilio di polveri magnetizzabili [o liquido contenente in sospensione particelle magnetiche], consente di individuare cricche superficiali.

Se le linee di flusso magnetico interne al pezzo incontrano una discontinuità (affiorante in superficie o prossima a questa), subiscono una deviazione, fuoriuscendo dal pezzo (flusso disperso) e provocando così un addensamento delle particelle magnetiche, dovuto alla brusca variazione locale di permeabilità magnetica



- L'esame magnetoscopico, rispetto a quello con liquidi penetranti, comporta una minore perdita di tempo nella pulizia preliminare del pezzo esaminato, può essere eseguito anche su cordoni caratterizzati da superficie moderatamente porosa e permette di evidenziare anche le discontinuità subsuperficiali o quelle affioranti in superficie ma ostruite per la presenza di elementi non rimossi durante la preparazione preliminare
- L'esame visivo con liquidi penetranti richiede una attrezzatura molto meno costosa, può essere applicato su qualsiasi tipo di materiale, non richiede la smagnetizzazione del materiale se la magnetizzazione residua comporta problematiche per la successiva utilizzazione

### Raggi X o raggi $\gamma$

I difetti interni (cricche, depositi, mancanza di penetrazione, ...) appaiono come macchie più scure. Queste vengono interpretate per confronto con difetti-campione

Questa tecnica è eseguita sfruttando le proprietà dei raggi x o di quelli  $\gamma$ , che sono onde elettromagnetiche caratterizzate da una lunghezza d'onda molto più bassa rispetto a quella della luce visibile (stesso ordine di grandezza della distanza fra i reticoli cristallini di un metallo): queste onde sono in grado di penetrare in tutti i materiali (anche quelli opachi alla luce) e di propagarsi in linea retta al loro interno, subendo un progressivo assorbimento, la cui entità è legata alla natura del corpo attraversato, al suo spessore e alla eventuale mancanza di omogeneità o presenza di sostanze estranee.

L'onda elettromagnetica, passata attraverso l'elemento esaminato, investe una lastra fotografica sensibile a quel particolare tipo di radiazione e la impressiona, formando un'immagine caratterizzata da zone con differente densità, in corrispondenza degli eventuali difetti interni al pezzo. La variazione dell'annerimento della pellicola è legata all'assorbimento che l'onda subisce attraversando il corpo.

In particolare, la presenza di porosità, cricche o scorie sarà evidenziata da indicazioni più chiare, mentre inclusioni di tungsteno o rame produrranno macchie scure.

#### Vantaggi

- Possibilità di esecuzione con tutti i tipi di metallo
- Notevole facilità di interpretazione delle indicazioni
- Possibilità di avere una registrazione permanente dei risultati del controllo
- Nella maggior parte dei casi non è necessaria alcuna preparazione della superficie, con conseguente diminuzione dei tempi di esecuzione

#### Inconvenienti

- Elevati costi d'installazione
- Pericolosità delle radiazioni (misure di protezione per gli operatori con periodiche operazioni di controllo delle dosi assorbite)
- Limitazione degli spessori ispezionabili (al crescere delle dimensioni aumenta anche l'energia che la radiazione elettromagnetica deve possedere per garantire l'attraversamento del pezzo con necessità apparecchiature più ingombranti e pesanti).

\*L'orientazione dei difetti sottili, e in particolar modo delle cricche, influenza notevolmente la riuscita dell'esame: se la geometria delle discontinuità è perpendicolare alla radiazione incidente, il percorso che questa compie all'interno dell'imperfezione è notevolmente ridotto, e pertanto sulla radiografia non si manifesta alcuna variazione dell'annerimento, (per questo motivo, l'esame radiografico non è il più adatto alla rilevazione delle cricche, che per essere evidenziate con questa tecnica devono essere disposte in direzione praticamente parallela a quella dell'onda elettromagnetica. L'esame non distruttivo che assicura la maggiore probabilità di scoperta delle cricche è quello ultrasonoro)



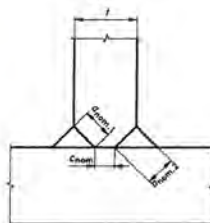
### 3.2.1.2 SALDATURA A COMPLETA PENETRAZIONE

(una saldatura a completa penetrazione ha una resistenza uguale alla resistenza di progetto della parte più debole tra quelle unite, cioè se la saldatura rispetta certi vincoli geometrici, la saldatura non diventa un punto debole della struttura).

- ❖ Vengono fornite alcune prescrizioni geometriche e dimensionali che l'unione saldata deve soddisfare
- ❖ Resistenza di progetto di una **saldatura di testa a completa penetrazione** o la resistenza di un **giunto di testa a T**, di altezza nominale di gola non inferiore allo spessore "t" della parte formante l'anima del giunto a T e con la porzione non saldata non maggiore del minimo tra "t/5" e "3 mm", deve assumersi **uguale alla resistenza di progetto delle parti più deboli tra quelle unite**

$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq \min(t/5, 3\text{mm})$$



non faccio nessun calcolo

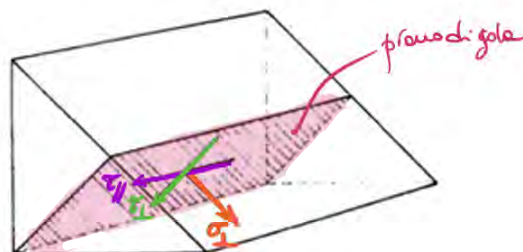
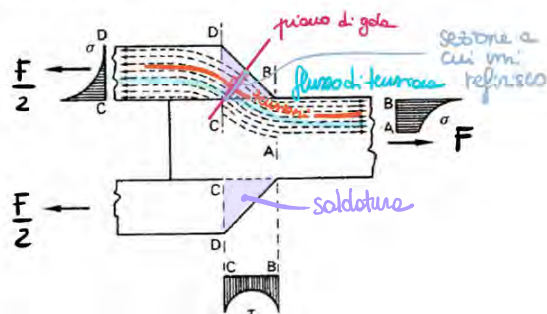
### 3.2.1.3 SALDATURA A CORDONE D'ANGOLO

La sezione resistente di una saldatura a cordoni d'angolo è la sua **sezione di gola**. Essa è definita come l'area di lunghezza **L** pari a quella del cordone ed altezza **a** quella minore del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura.

Sul cordone di saldatura agiscono:

- $\sigma_{\perp}$  componente normale alla sezione di gola
- $\tau_{\perp}$  componente tangenziale, ortogonale all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola
- $\tau_{\parallel}$  componente tangenziale, parallela all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola

Generalmente è inoltre presente la tensione normale parallela al cordone  $\sigma_{\parallel}$ . Tale componente di tensione non ha però influenza sul comportamento del giunto e quindi non interviene nelle verifiche di resistenza

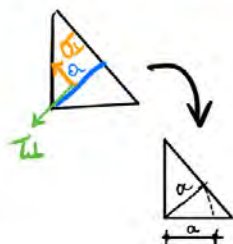


Il principale difetto del criterio di resistenza così formulato era il fatto che richiedeva il calcolo delle componenti di tensione rispetto alla sezione di gola, calcolo che risultava lungo e laborioso.

Risultava di più facile impiego un criterio che si basasse sul calcolo delle componenti di tensione riferite alla sezione di gola ribaltata su uno dei due lati del cordone.

Per semplificare la verifica, risultava conveniente interpretare il dominio di resistenza sperimentale con un solido la cui equazione non variasse se gli assi di riferimento subivano una rotazione di 45° (il che equivale a ribaltare la sezione su un lato).

Il solido che presenta questa proprietà è la sfera



2° Approssimazione: Sfera delle rotture

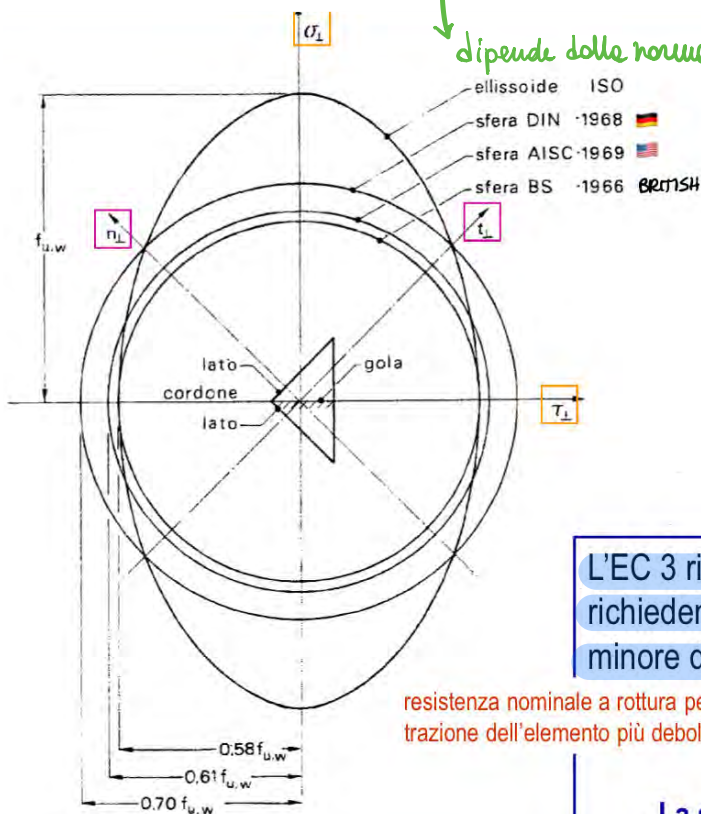
$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{(\chi f_{uw})^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(\chi f_{uw})^2} + \frac{\tau_{\parallel}^2}{(\chi f_{uw})^2} = 1$$

Raggio della sfera

devo individuare una superficie che non dipende dal sistema di riferimento  
 ↓  
 SFERA (contenuta all'interno dell'ellissoide)

dipende dalla normativa scelta

Sfera delle rotture



$$\sigma_{id} = \frac{1}{\chi} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_w f_d$$

Proposte relative al valore del raggio della sfera

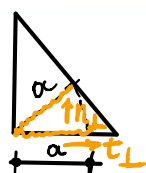
- 0.58  $f_{uw}$  per gli inglesi
- 0.61  $f_{uw}$  per gli americani
- 0.70  $f_{uw}$  per i tedeschi

L'EC 3 riprende il criterio della sfera inglese, richiedendo che la risultante delle tensioni sia minore della resistenza di progetto a taglio  $f_{vw,d}$

resistenza nominale a rottura per trazione dell'elemento più debole

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

La sfera ha quindi raggio  $0.58 f_u / \gamma_{Mw}$



L'EC3 propone 2 metodi



## METODO NTC

Verifica con riferimento alla sezione di gola ribaltata

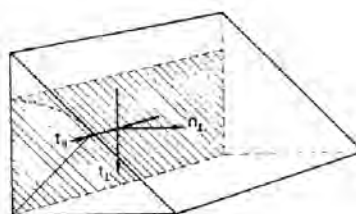
(non prevista dall'EC3)

- $n_{\perp}$  tensione normale alla sezione di gola ribaltata ( $N_{\perp, Sd}/a$ )
- $t_{\perp}$  tensione tangenziale, ortogonale all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola ribaltata ( $V_{\perp, Sd}/a$ )
- $t_{\parallel}$  tensione tangenziale, parallela all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola ribaltata ( $V_{\parallel, Sd}/a$ )

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

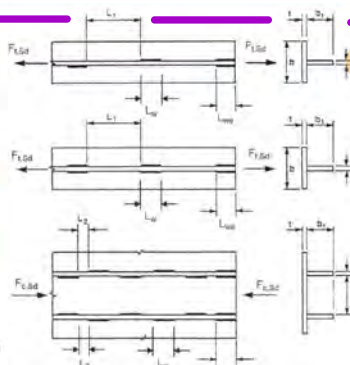
$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0.85	0.70	0.62
$\beta_2$	1.0	0.85	0.75



### Osservazioni

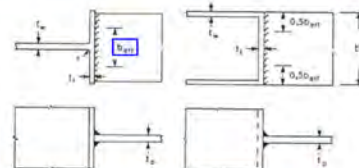
**OSS 1:** Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti [realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire] non sono ammesse in strutture **non protette contro la corrosione**.



The larger of  $L_w \geq 0.75 b$  and  $0.75 b_t$   
 For built-up members in tension:  
 The smallest of  $L_1 \leq 16 t$  and  $16 t_t$  and  $200 \text{ mm}$   
 For built-up members in compression or shear:  
 The smallest of  $L_2 \leq 12 t$  and  $12 t_t$  and  $0.25 b$  and  $200 \text{ mm}$

**OSS 2:** Saldature di piastre su ali non irrigidite di profili

Dove una piastra, o la stessa altra ala di un profilo, è saldata ortogonalmente a un'ala non irrigidita di un profilo o a una sezione scatolare, la forza applicata non deve eccedere le resistenze di progetto:



- 1) dell'anima del profilo su cui l'elemento è saldato [6.2.6.2 – 6.2.6.3]
- 2) della piastra saldata [tabella 7.13]
- 3) delle pareti dello scatolare su cui l'elemento è saldato [for. 6.20 – 6.2.6.4.3(1)]

in funzione delle relative larghezze efficaci

**I e H con ali non irrigidite**

$$b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f$$

$k = 0, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5$  (but  $k \leq 1$ )  
 $f_{t,fl}$  is the yield strength of the flange of the I or H section  
 $f_{t,p}$  is the yield strength of the plate welded to the I or H section  
 for a rolled I or H section:  $s = r$   
 for a welded I or H section:  $s = \sqrt{2} r$

**Flange non irrigidite di sezioni I o H**

$$b_{eff} \geq (f_{t,fl} / f_{t,p}) b_f$$

$f_{t,p}$  is the ultimate strength of the plate welded to the I or H section  
 $b_f$  is the width of the plate welded to the I or H section.

**Profili scatolari o sezioni C a freddo [spessore degli elementi collegati simili]**

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \quad \text{but} \quad b_{eff} \leq 2t_w + 5 k t_f$$

**OSS 3:** Giunti paralleli alla direzione delle forze prevalenti

Nei giunti a sovrapposizione la resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere ridotta moltiplicandola per un coefficiente  $\beta_{Lw}$ , per tenere in conto gli effetti della distribuzione non uniforme delle tensioni lungo il suo sviluppo; questa situazione non vale quando la distribuzione delle tensioni lungo la saldatura corrisponde alla distribuzione delle tensioni nel metallo base adiacente, come, per esempio, nel caso di una saldatura che collega la piattabanda e l'anima di una trave composta.

- 1) per giunti a sovrapposizione più lunghi di  $(150 \cdot a)$  deve essere

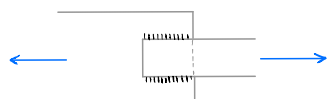
$$\beta_{Lw1} = 1.2 - 0.2 L_w / (150 \cdot a) \quad \text{con} \quad \beta_{Lw1} \leq 1.0$$

lunghezza totale della saldatura lungo la direzione di trasferimento della forza

- 2) per cordoni di saldatura di lunghezza  $L_w \geq 1.7 \text{ m}$  che collegano irrigidimenti trasversali in membrature composte, il coefficiente riduttivo  $\beta_{Lw}$  assume il valore:

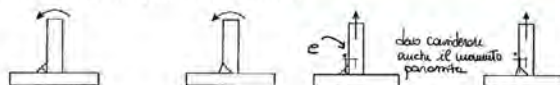
$$\beta_{Lw2} = 1.1 - L_w / 17 \quad \text{con} \quad \beta_{Lw2} \leq 1.0 \quad \text{e} \quad \beta_{Lw2} \geq 0.5$$

lunghezza totale della saldatura in metri.



**OSS 4:** Saldature a cordoni d'angolo eccentriche

Nella figura seguente sono riportate situazioni di saldature a cordoni d'angolo, o a parziale penetrazione con eccentricità locali, **che in genere devono essere evitate**, a meno che non facciano parte di una situazione complessiva come ad esempio le saldature esterne delle pareti di travi a cassone.



In qualunque caso è necessario, nel valutare le tensioni nella saldatura, tenere conto delle azioni conseguenti alle eccentricità.



▼ **Sforzo normale con cordoni laterali** (4 cordoni // alla forza)



per definizione  $\rightarrow \tau_{//} = t_{//}$

- ❖ Con riferimento alla sezione di gola del cordone

$$\tau_{//} = \frac{F}{4 \cdot L \cdot a}$$

Sezione verticale



- ❖ Con riferimento alla sezione di gola ribaltata

$$t_{//} = \frac{F}{4 \cdot L \cdot a}$$

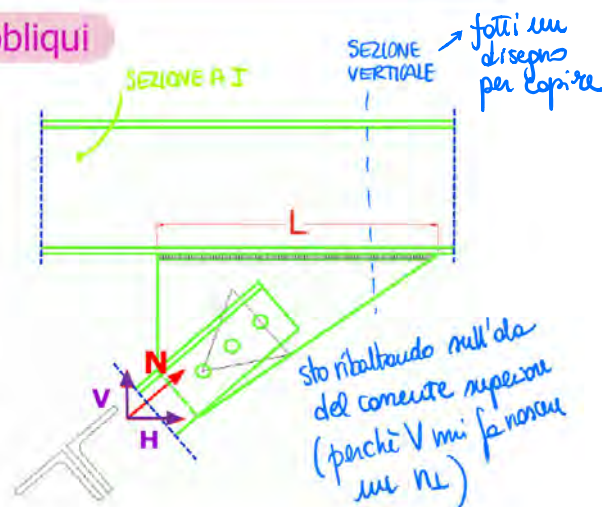
▼ **Sforzo normale con cordoni obliqui**

Trascurando gli effetti secondari, la saldatura risulta sollecitata dalle componenti di forza H e V

- ❖ Con riferimento alla sezione di gola ribaltata

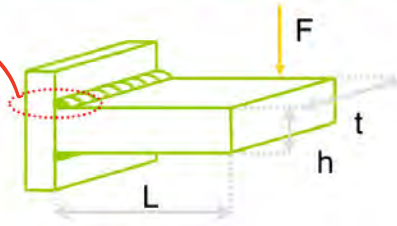
$$n_{\perp} = \frac{V}{2 \cdot L \cdot a}$$

$$t_{//} = \tau_{//} = \frac{H}{2 \cdot L \cdot a}$$



### Flessione e taglio con cordoni trasversali

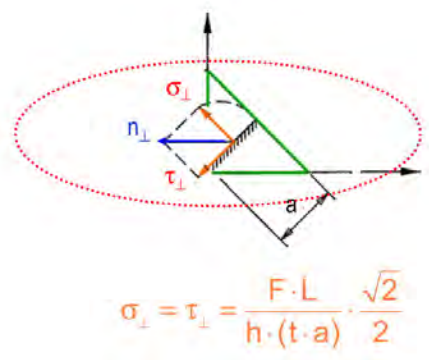
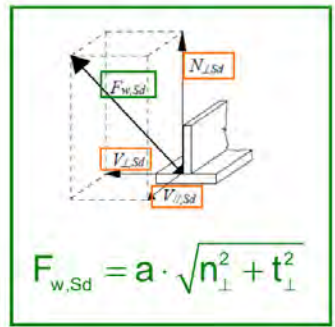
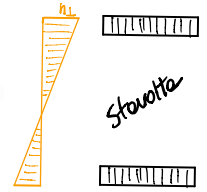
$M = F \cdot L$   
 $V = F$



Sezione di gola ribaltata sulla piastra

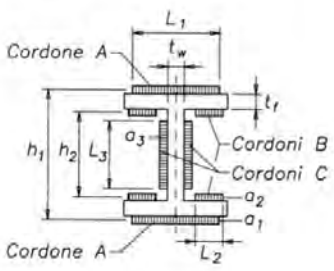
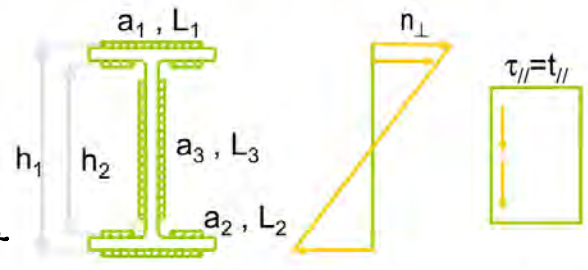
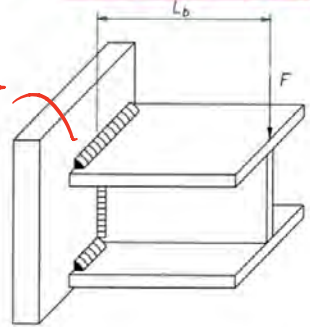
$$t_{\perp} = \frac{F}{2 \cdot t \cdot a}$$

$$n_{\perp} = \frac{F \cdot L}{h \cdot (t \cdot a)}$$



### Flessione e taglio con combinazione di cordoni

$M = F \cdot L$   
 $V = F$



$M$  provoca

$$n_{\perp} = \frac{F \cdot L_b}{J_{tot}} y$$

dei cordoni: 2 cordoni A  
2 cordoni C  
Cordone B

$$J_{tot} = 2 \cdot \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 a_1 L_1 \left( \frac{h_1}{2} \right)^2 + 4 a_2 L_2 \left( \frac{h_2}{2} \right)^2$$

(in A e B trascuro J propri e considero solo quello di trasporto)

- ❖ Verifica nei punti più sollecitati di ogni cordone
- ❖ Ulteriori possibilità di progetto consistono nell'attribuire ai cordoni d'ala l'assorbimento del flettente ed ai cordoni d'anima quello del taglio

CORDONI

$n_{\perp} = \frac{M}{J} \cdot y$

teoricamente il V può essere ripartito fra tutti i cordoni, ma i cordoni C sono più rigidi (> inerzia verticale) → finché resistono assorbono loro V quando non ce la fanno più → ridistribuzione a quelli orizzontali (che si trabuccano)

considero solo C nell'assorbimento di V trascurando i cordoni orizzontali

► **Torsione con cordoni frontali – Metodo delle forze**

$M_T$  bilanciato da 2 forze  $V$  agenti verticalmente nei cordoni

$V = \frac{M_T}{z} = \frac{F \cdot e}{z}$

Le forze  $V$  generano solo tensioni parallele al cordone

$t_{//} = \tau_{//} = \frac{V}{a \cdot L} = \frac{F \cdot e}{z \cdot (a \cdot L)}$

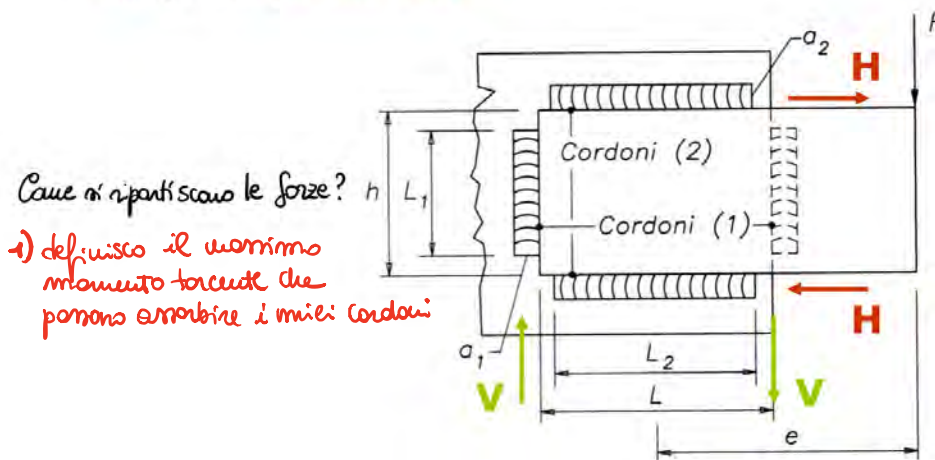
*contributo solo del torcente poi devo considerare anche l'effetto del taglio*

*oppure*

*soldeature*

► **Torsione e taglio con cordoni frontali e laterali**

- Il momento torcente  $M_T$  è ripartito in 2 aliquote:
- $M_{TV}$  (forze  $V$ ) cordoni frontali
  - $M_{TH}$  (forze  $H$ ) cordoni laterali



Definite con  $M_{TVmax}$ ,  $M_{THmax}$  le resistenze torsionali relative alle coppie di cordoni frontali e laterali, i valori di  $M_{TV}$ ,  $M_{TH}$  sono valutati proporzionalmente alle resistenze

*% di  $M_t$  assorbito dai cordoni orizzontali*

$$M_{TH} = M_T \frac{M_{THmax}}{M_{THmax} + M_{TVmax}}$$

$$M_{TV} = M_T \frac{M_{TVmax}}{M_{THmax} + M_{TVmax}}$$

Il taglio viene suddiviso tra i cordoni frontali ed i cordoni laterali con modalità analoghe al caso del torcente

$$V_H = V \frac{V_{Hmax}}{V_{Hmax} + V_{Vmax}}$$

$$V_V = V \frac{V_{Vmax}}{V_{Hmax} + V_{Vmax}}$$

Oss: In alternativa il taglio può essere suddiviso tra i soli cordoni verticali

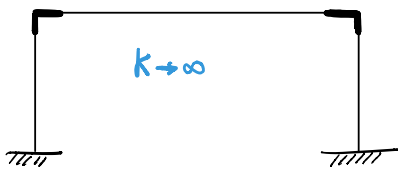
*Stema come per il taglio*

*è meglio*



### 3.3.1 GIUNTI TRAVE - COLONNA

I giunti trave colonna vengono classificati in funzione della loro rigidità. Il comportamento di un giunto può essere classificato in funzione della legge momento-rotazione (ovvero il momento che riesce a trasmettere dalla trave alla colonna in funzione della rotazione relativa che ha tra trave e colonne).



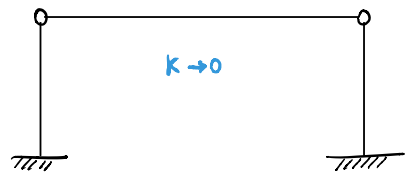
VINCOLO RIGIDO

- facile da calcolare
- complesso da realizzare



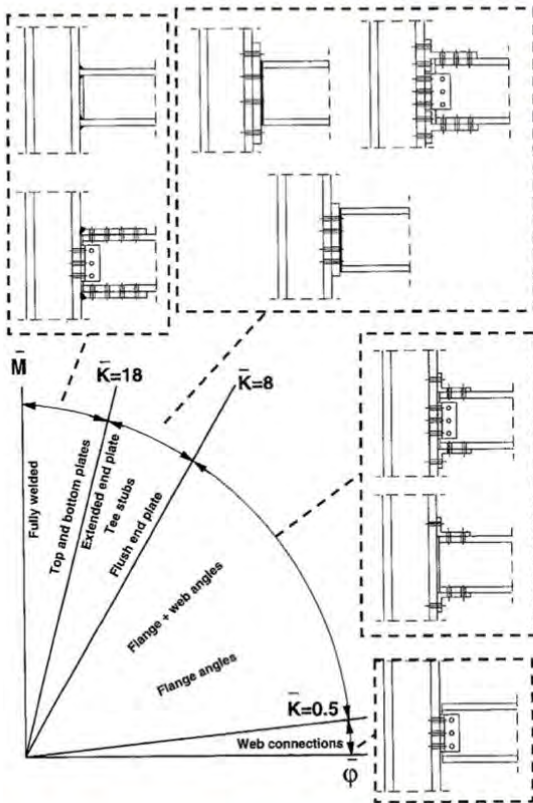
VINCOLO SEMI RIGIDO

- difficile da calcolare
- complesso da realizzare



VINCOLO NOMINALMENTE INCERNIERATI

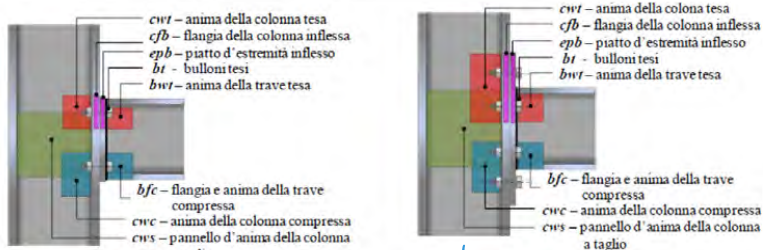
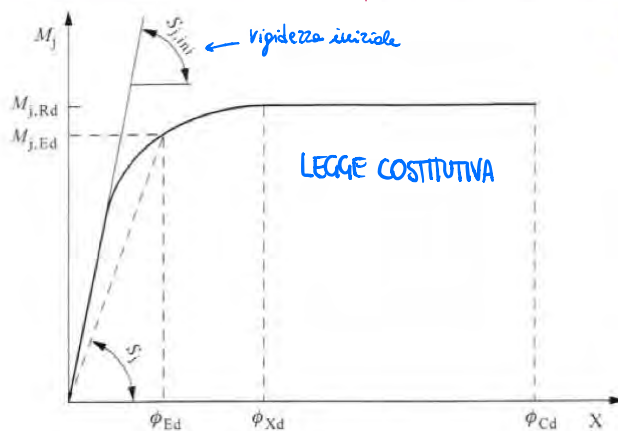
- facile da calcolare
- facile da costruire



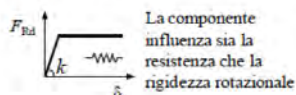
Zona 1: Vincoli rigidi se  $S_{j,ini} \geq k_b \cdot (EI)_b / L_b$  (incerti perfetti)

Zona 2: Vincoli semi-rigidi se non rientrano nelle altre due classificazioni

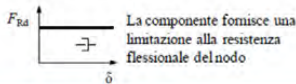
Zona 3: Vincoli nominalmente incernierati se  $S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot (EI)_b / L_b$



Componente elasto-plastica

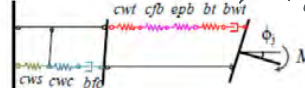


Componente rigido-plastica



Nodo flangiato con piatto di estremità a filo trave

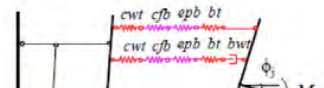
Quinta in trazione rigidità o rigida



5 molle in serie + lato teso } trasforma in una rigidità equivalente

3 molle in serie + lato compresso

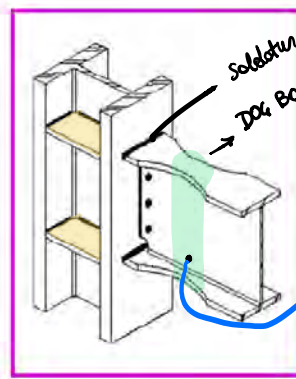
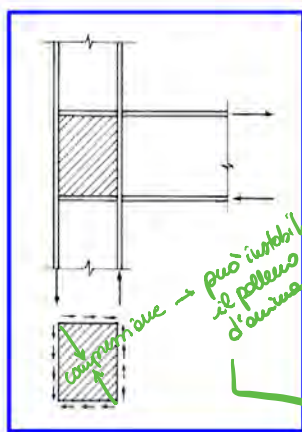
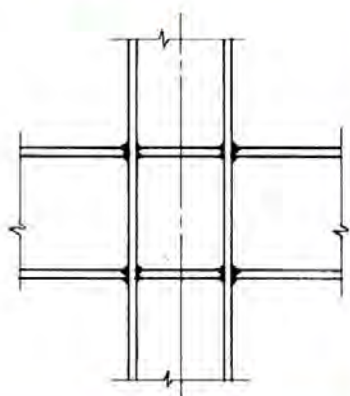
Nodo flangiato con piatto di estremità esteso



Come valuto la rigidità K?

### 3.3.1.3 UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE MOMENTO: TRAVE SALDATA ALLA COLONNA

Se la colonna è irrigidita, il giunto è normalmente a **completo ripristino**.  
 Può essere necessario controllare il **collasso per taglio del pannello d'anima della colonna**.  
 Per veicolare la formazione di una eventuale cerniera plastica lontano dal giunto e garantire così la corretta rotazione plastica si possono introdurre indebolimenti locali (**dog-bone**)

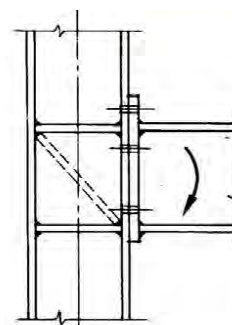


mi precluda per le azioni statiche  
 buono per le azioni dinamiche  
 ZONA SENZA indebolimento per far formare la cerniera plastica fuori dalla zona saldata (problemi di fragilità)

se uno irrigidimento diagonale risolve

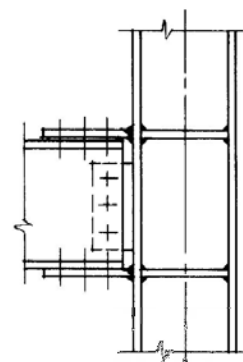
### 3.3.1.4 UNIONI IN GRADO DI TRASFERIRE UN MOMENTO: TRAVE FLANGIATA

La flangia di estremità della trave viene collegata direttamente all'ala della colonna.  
 Il collegamento può essere a **parziale o completo ripristino**.  
 L'ala della colonna dovrà avere uno spessore **comparabile** con lo spessore necessario per la flangia.  
 Sono spesso necessari **irrigidimenti della colonna** per garantire il trasferimento degli sforzi.



### 3.3.1.5 UNIONE IN GRADO DI TRASFERIRE UN MOMENTO: SQUADRETTE E COPRIGIUNTI

Il collegamento delle ali viene realizzato attraverso coprigiunti saldati in officina alla colonna; il collegamento dell'anima avviene attraverso squadrette bullonate all'ala della colonna.  
 Il collegamento può essere a **parziale o completo ripristino**.  
 Sono spesso necessari **irrigidimenti della colonna** per garantire il trasferimento degli sforzi.



## 1. CALCOLO DELLE FORZE SUI COPRIGIUNTI

- FORZE NEI COPRIGIUNTI D'ALA
- FORZE NEI COPRIGIUNTI D'ANIMA

## 2. CALCOLO DELLE FORZE NEI BULLONI

- FORZE NEI BULLONI DEI COPRIGIUNTI D'ALA
- FORZE NEI BULLONI DEI COPRIGIUNTI D'ANIMA

## 3. CALCOLO DELLA RESISTENZA NEI BULLONI

## 4. RESISTENZA LATO TESO

- A. Resistenza a torsione della sezione lorda
- B. Resistenza a trazione della sezione netta
- C. Resistenza del coprigitto al block-tearing
  - Meccanismo A
  - Meccanismo B

## 5. INSTABILITA' DEL COPRIGIUNTO DELLA FLANGIA COMPRESSA

## 6. RESISTENZA DEL COPRIGIUNTO D'ANIMA E DELL'ANIMA

- A. Resistenza a taglio della sezione lorda
- B. Resistenza a taglio della sezione netta
- C. Resistenza del coprigitto al block-tearing
- D. Resistenza a flessione della sezione lorda
- E. Resistenza a N-N-V
- F. Resistenza dell'ansa netta dell'ovale a taglio

N.B.

Un buon criterio per partire è che se io devo collegare l'ovale della trave (di spessore 20 mm), partirò da dei coprigitto che hanno uno spessore la metà di quello totale (ovvero 2 coprigitto di spessore 10 mm  $\Rightarrow 10+10 = 20$  mm). Se invece ho ad esempio un'ovale di 20 cm posso mettere un unico coprigitto di 20 mm.

↳ coprigitto con stessa area resistente uguale a quella degli elementi che stanno collegando



## 2. CALCOLO DELLE FORZE NEI BULLONI

Viene fatta a partire dalle forze nei coprigiunti precedentemente calcolate. Tutti i bulloni lavorano a taglio.

Calcolo lo sforzo sollecitazione in ogni bullone = e poi lo confronta con la resistenza del bullone che è funzione del n° di sezioni resistenti.

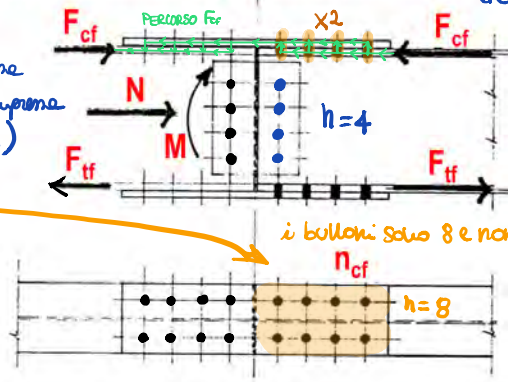
- Forze nei bulloni dei coprigiunti d'ala (il bullone resiste con 2 o 1 sezioni in funzione della presenza o meno del coprigiunto interno)

In the compression flange:

$F_{cf,v} = \frac{F_{cf}}{n_{cf}}$  → forza nella flange compressa  
 → n° bulloni della flange compressa (solo da un lato!)

In the tension flange:

$F_{tf,v} = \frac{F_{tf}}{n_{tf}}$   
 $n_{cf}$  is the number of bolts in the compression flange splice (on one side of the centreline of the splice)  
 $n_{tf}$  is the number of bolts in the tension flange splice (on one side of the centreline of the splice)



Stesse considerazioni fatte per Fcf,v valgono in trazione per Ftf,v

Perché? perché lo sforzo Fcf che grava sull'ala della trave pone attraverso 8 bulloni (evidenziati in arancione) nel coprigiunto. poi attraverso gli altri 8 pone del coprigiunto all'altra ala

- Forze nei bulloni coprigiunti d'anima (il bullone resiste sempre con 2 sezioni)

Vertical forces per bolt due to shear

$F_{z,v} = \frac{F_{w,v}}{n}$

Horizontal forces per bolt due to axial force

$F_{x,N} = \frac{F_{w,N}}{n}$

the horizontal and vertical components of the resultant force on the most highly stressed bolt due to moment is determined using:

$F_{z,M} = \frac{(M_w + M_{ecc})x_{max}}{I_{bolts}}$  distanza maggiore  
 $F_{x,M} = \frac{(M_w + M_{ecc})z_{max}}{I_{bolts}}$  valore maggiore

The maximum resultant force on an extreme bolt (for a double line of bolts) is thus:

$F_v = \sqrt{(F_{x,N} + F_{x,M})^2 + (F_{z,v} + F_{z,M})^2}$

$I_{bolts}$  is the second moment of the bolt group (on one side of the splice) =  $\sum_{i=1}^n (x_i^2 + z_i^2)$  in which  $x_i$  and  $z_i$  are the x and z coordinates of i-th bolt relative to the centroid of the bolt group  
 $x_{max}$  is the horizontal distance of the extreme bolt from the centroid of the group  
 $z_{max}$  is the vertical distance of the extreme bolt from the centroid of the group

Sforzo di taglio sul bullone più sollecitato dovuto a N, V, M agenti sul coprigiunto.

Come calcolo il momento?

La sollecitazione nel bullone è proporzionale alla distanza del bullone dal baricentro della bullonatura e perpendicolare alla congiungente del bullone con il baricentro della bullonatura

$V_{T,i} = k \cdot a_i$

coefficiente di proporzionalità

distanza bullone dal baricentro bullonatura

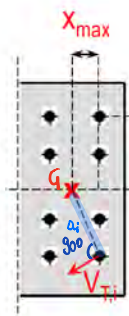
questa forza ha 2 componenti (lungo x e z)

$F_{x,M}$  e  $F_{z,M}$  (sopra)

determinato con un'equazione d'equilibrio alla rotazione

Momento torcente

$M_t = T = M_w + M_{ecc}$   
 ↑  
 calcolato prima



nelle nostre ipotesi, T viene esercitato con delle forze di taglio  $V_{T,i}$  sui bulloni i-esimo.  $V_{T,i}$  è disposta alla congiungente del bullone col baricentro della bullonatura ed ha un'intensità proporzionale alla distanza bullone - G.

$T = \sum_{i=1}^n V_{T,i} \cdot a_i = \sum_{i=1}^n k \cdot a_i^2$

quota di momento torcente relativa al bullone i-esimo

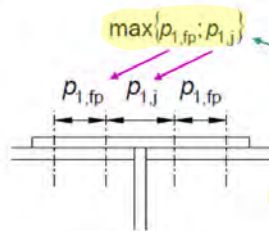
$V_{T,i} = \frac{T \cdot a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2}$

## 5. INSTABILITÀ DEL COPRIGIUNTO DELLA FLANGIA COMPRESSA

**N.B.** Le verifiche che stanno facendo hanno tutte a che fare con lo spessore del coprigrunto. Se prendo lo spessore del coprigrunto pari alla metà dello spessore dell'anima (se metto 2 coprigrunti) o pari allo spessore dell'anima (se metto 4 solo coprigrunti) tutte le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

Si può verificare per coprigrunti di modesto spessore e/o bulloni molto distanziati.

Occorre effettuare la verifica se



$p_1 = \max$  distanze tra i bulloni nelle flange compresse

$$\frac{p_1}{t_{fp}} > 9\epsilon$$

$$\sqrt{235}$$

is the cross-sectional area of the flange cover plate (=  $D_{fp} t_{fp}$ )  
is the yield strength of the flange cover plate

$$N_{b,fp,Rd} = \frac{\chi A_{fp} f_{y,fp}}{\gamma_{M1}}$$

se  $\frac{p_1}{t_{fp}} > 9\epsilon$  faccio la verifica di instabilità facendo riferimento alla sezione del coprigrunto! (section retrofit)

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \left( \frac{L_{cr}}{i} \right) \left( \frac{1}{\lambda_1} \right)$$

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

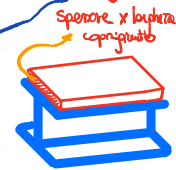
$\alpha = 0.49$

$$L_{cr} = 0.6 p_1$$

$$i = \frac{t_{fp}}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon$$

teoricamente dovrebbe essere impedita dalle distanze minime tra i bulloni, se rispettate queste distanze non dovrai avere problemi.



## 6. RESISTENZA DEL COPRIGIUNTO D'ANIMA E DELL'ANIMA

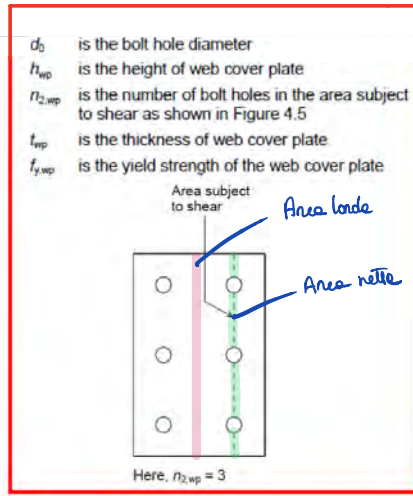
### A. Resistenza a taglio della sezione lorda

$$V_{wp,g,Rd} = \frac{h_{wp} t_{wp} f_{y,wp}}{1.27 \sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

### B. Resistenza a taglio della sezione netta

$$V_{wp,net,Rd} = \frac{A_{v,wp,net} (f_{u,wp} / \sqrt{3})}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{v,wp,net} = (h_{wp} - n_{2,wp} d_0) t_{wp}$$



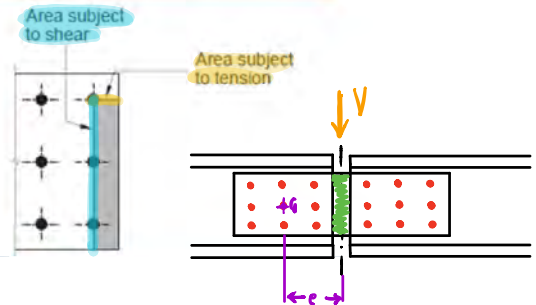
### C. Resistenza del coprigrunto al block-tearing

Area netta soggetta a trazione

Area netta soggetta a taglio

$$V_{b,Rd} = \frac{f_{u,wp} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,wp} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

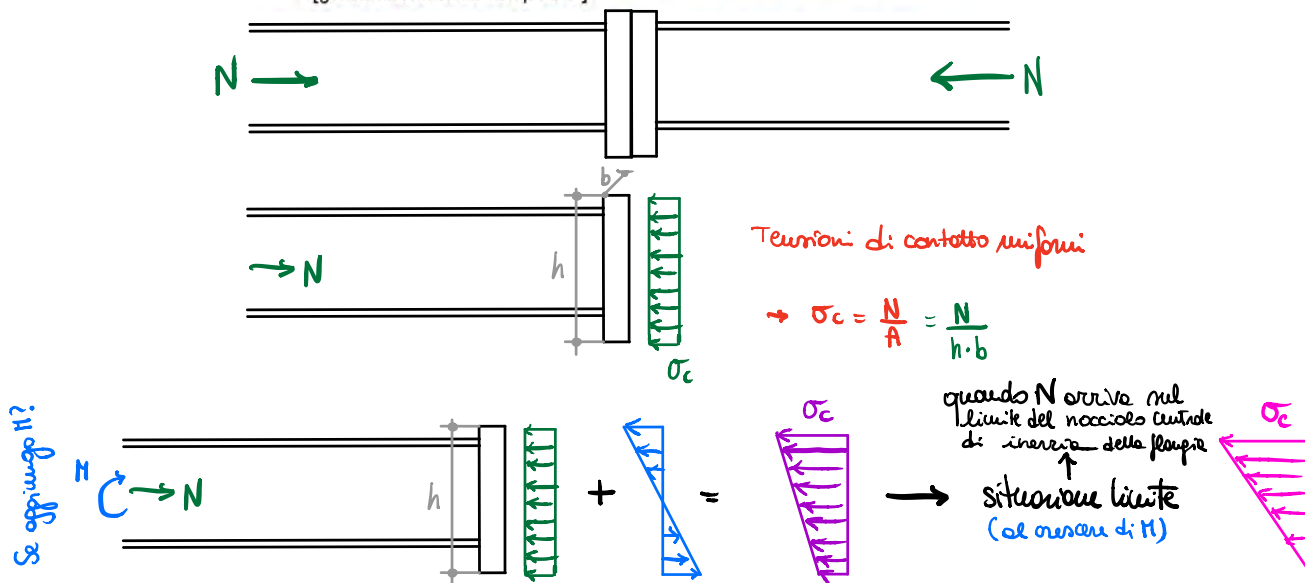
rotture di punto tipo



La valutazione delle sollecitazioni nel bullone viene condotta in campo elastico imponendo la planarità della sezione ed assumendo una distribuzione lineare delle deformazioni

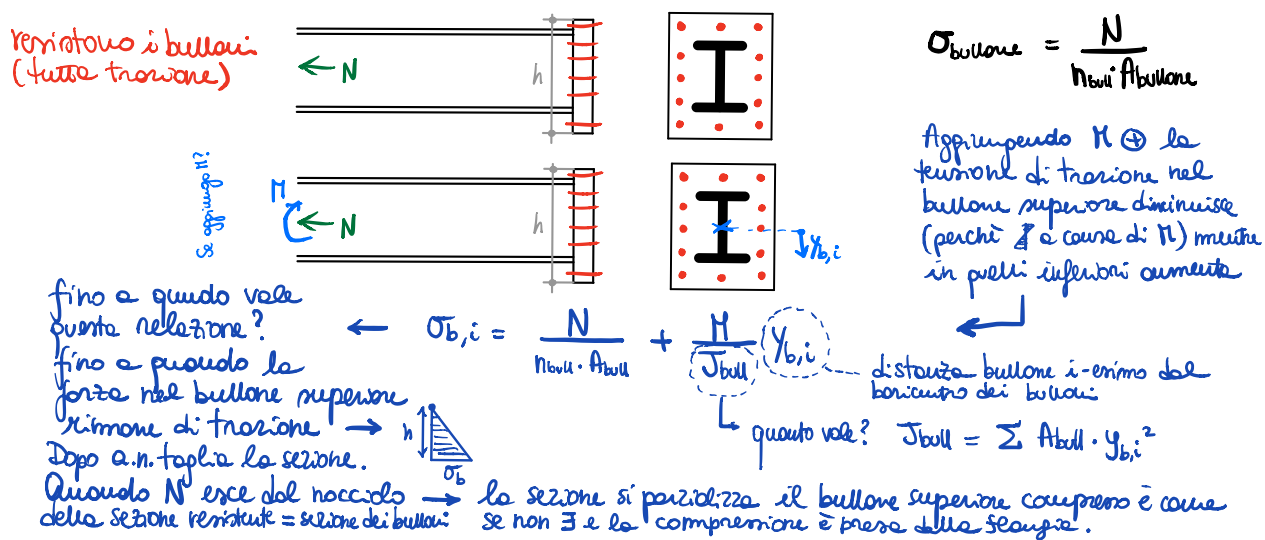
Nel caso generale di flessione e sforzo normale si considerano tre casi:

1. Forza di compressione interna al nocciolo della flangia [giunto interamente compresso]

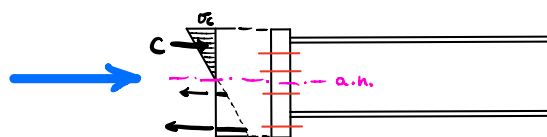


Quindi fin quando N di compressione cade all'interno o sul bordo al più del nocciolo centrale di inerzia della flangia, la flangia è interamente compressa. Se esce fuori scatta il meccanismo e la sezione si parzializza: una zona ridotta della flangia lavora in compressione mentre la trazione è presa dai soli bulloni.

2. Forza di trazione interna al nocciolo della sezione dei soli bulloni [giunto interamente teso]



3. Flessione retta, forza di trazione esterna al nocciolo della sezione dei soli bulloni o forza di compressione esterna al nocciolo della flangia [giunto con sezione parzializzata]



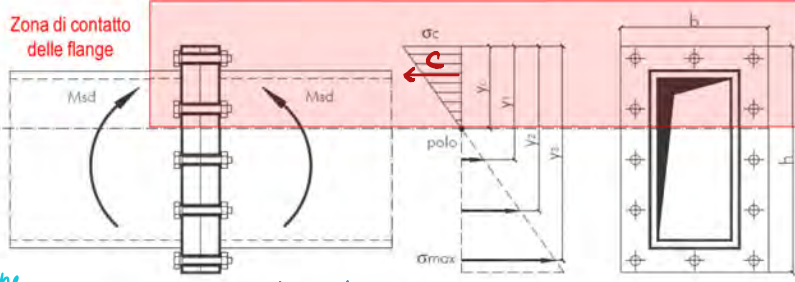


**3a. Flessione retta [giunto con sezione parzializzata]**

flangia sufficientemente spessa → conservazione sezioni piane →  $\sigma_c$  lineare.

L'unica complicazione sta nel determinare il n° di file di bulloni tesi. Allora ne ipotizzo un numero e poi verifico se l'axe neutro effettivo coincide con la sezione conosciuta e la mia ipotesi era giusta.

Se sbagliato scelturo n° file in calcolo  $y_c$  e verifico di nuovo. (una fila in + o in meno a seconda della situazione)



Trascuro i bulloni in zona compressa

risolvo come sezione in C.A.

- (1) l'axe neutro è l'axe di inerzia baricentrico  
 ↳ delle sezioni resistenti  
 ↳  $S_{a.n.} = 0$   
 ↳ delle sezioni resistenti
- (2) la risultante delle tensioni è nulla  
 ↳  $N = 0$  ovvero  $C = T$

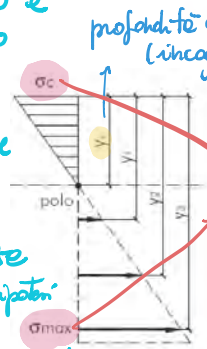
$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot y_c - \sigma_1 \cdot n_{bf,1} \cdot A_{res} - \sigma_2 \cdot n_{bf,2} \cdot A_{res} - \sigma_3 \cdot n_{bf,3} \cdot A_{res} = 0 \quad N = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot y_c - A_{res} \cdot \sum_{i=1}^{n_{tess}} n_{bf,i} \cdot \sigma_i = 0 \quad (1)$$

$$\sigma_i \cdot y_i = \sigma_1 \cdot (y_i - y_c) \Rightarrow \sigma_i = \frac{y_i - y_c}{y_c} \cdot \sigma_c$$

$$\frac{b}{2} \cdot y_c^2 - A_{res} \cdot [n_{bf,1} \cdot (y_1 - y_c) + n_{bf,2} \cdot (y_2 - y_c) + n_{bf,3} \cdot (y_3 - y_c)] = 0$$

Dalla relazione scritta si ricava  $y_c$ ; se  $y_c$  è maggiore dell'ordinata  $y_1$  del primo bullone considerato teso, occorrerà ripetere il calcolo non considerando nella somma il bullone corrispondente



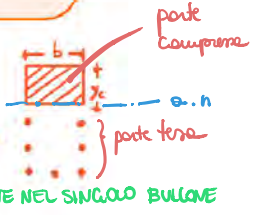
Determinato  $y_c$ , è possibile calcolare il momento di inerzia della sezione parzializzata

$$J = \frac{b \cdot y_c^3}{3} + A_{res} \cdot \sum_{i=1}^{n_{tess}} n_{bf,i} \cdot (y_i - y_c)^2$$

Tensione di contatto max per  $y = \frac{h}{2}$

$$\sigma_c = \frac{M_{sd} \cdot y_c}{J}$$

$$N_{b,i} = \frac{M_{sd} \cdot (y_i - y_c)}{J} \cdot A_{res}$$



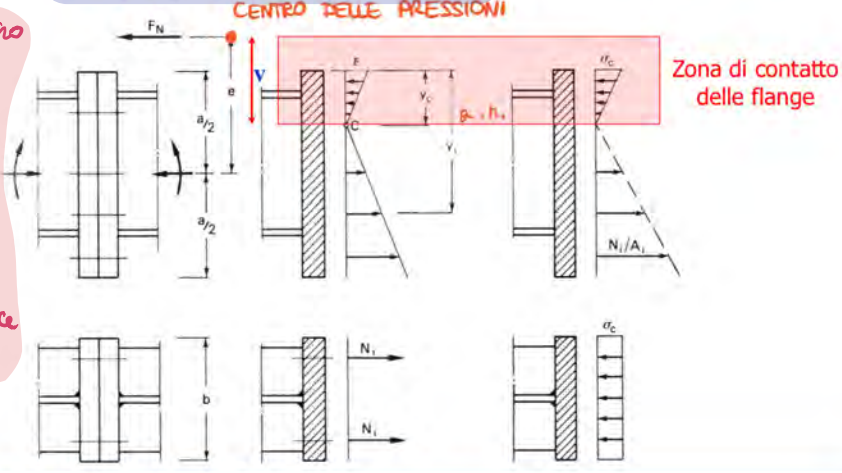
La tensione di contatto e lo sforzo nel bullone vengono usati per il calcolo dello spessore della flangia e di eventuali irrigidimenti.

sforzo normale di trazione (sollecitante)

lo uso per verificare il bullone a trazione.

**3b. Forza di trazione esterna al nocciolo della sezione dei soli bulloni o forza di compressione esterna al nocciolo della flangia [giunto con sezione parzializzata]**

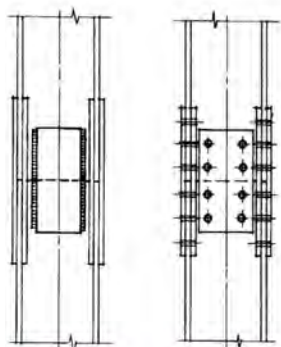
N.B. l'axe neutro toglie la mia sezione, ma stavolta NON è più l'axe baricentrico della sezione resistente (lo è solo in flessione semplice ovvero per  $N=0$ )



### 3.3.3 GIUNTO INTERMEDIO TRA COLONNE

#### 3.3.3.1 CON COPRIGIUNTO

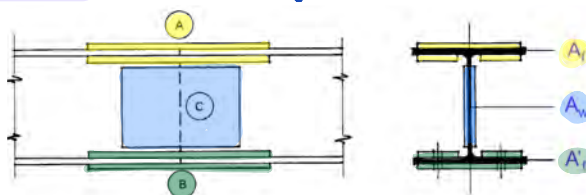
3 coprigiunti (A, B, C)



Soluzioni a doppio coprigiunto  
(verifiche come prima)

Tipicamente si fa bullonato

→ telaio pseudobalzo  
Nel caso di sola forza assiale  $N$  occorre distribuire i coprigiunti in parti proporzionali all'area della sezione del profilo stesso in modo da deviare il meno possibile il flusso delle tensioni presenti nella membratura



divido lo sforzo normale  $N$  sui 3 coprigiunti ( $\Rightarrow N_A, N_B, N_C$  tale per cui  $N_A + N_B + N_C = N$ ) in funzione del rapporto fra l'area delle singole parti e l'area totale

$$N_A = \frac{N \cdot A_1}{A}$$

$$N_B = \frac{N \cdot A_1'}{A}$$

$$N_C = \frac{N \cdot A_w}{A}$$

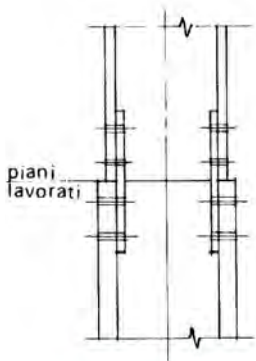
forze assiali nei coprigiunti

$$A = A_1 + A_1' + A_w$$

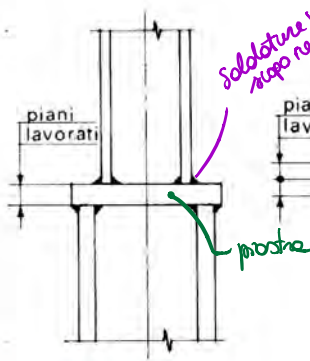
area totale sezione

! bulloni lavorano a taglio!

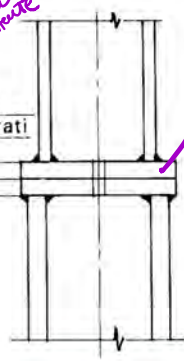
#### 3.3.3.2 GIUNTI A CONTATTO



coprigiunto bullonato

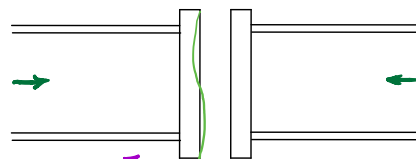


interposizione di piastra saldata con cordoni d'angolo



flange saldate alle estremità dei profili e bullonate tra di loro

plastre complanari  $\Rightarrow$  distribuzione tensioni contatti per far puento faccia delle lavorazioni (piani lavorati)

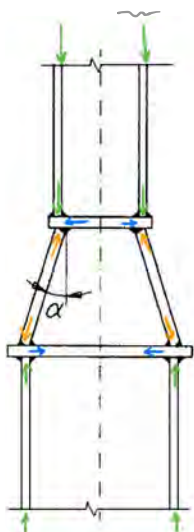


se non planare ho delle concentrazioni di tensione

- ❖ Nei giunti per contatto è necessario che le estremità dei profili siano state adeguatamente spianate al fine di garantire il contatto su tutta la superficie. In particolare deve essere garantita l'ortogonalità tra le superfici a contatto e gli assi delle membrature.
- ❖ Il giunto non deve costituire un punto di crisi nei confronti della instabilità dell'elemento compresso. Questo implica che il giunto deve essere disposto il più vicino possibile ai vincoli e comunque ad una distanza non superiore al 20% della lunghezza libera di inflessione assunta nei calcoli.



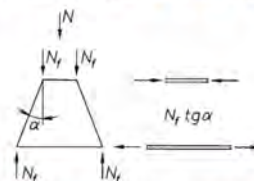
### 3.3.3.5 CON VARIAZIONE DI SEZIONE DELLA COLONNA E FIO FISSO IN ASSE



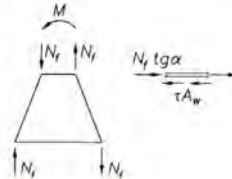
Considerazioni di equilibrio

Il carico è trasferito mediante un meccanismo a traliccio costituito da due piastre orizzontali e da due piatti diagonali, di raccordo tra le ali delle membrature

❖ In presenza di sola forza assiale  $N$ , l'azione di trazione e di compressione nelle costole vale  $\pm N_f \operatorname{tg} \alpha$  dove  $N_f = N A_f / A$



❖ Il momento flettente  $M$  genera una azione tangenziale nel pannello il cui valore massimo può essere valutato come:



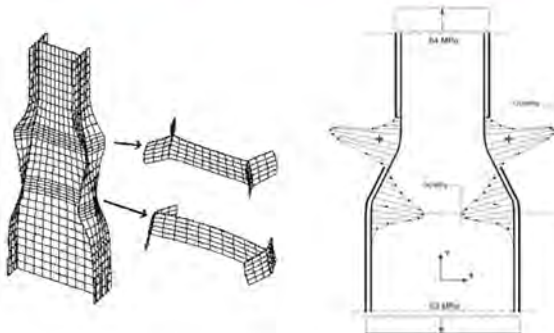
$$N_f = M \cdot A_f / W$$

azione nell'ala

$$\tau = 2 \cdot N_f \cdot \operatorname{tg} \alpha / A_w$$

sezione anima

OSS.: Andamento degli sforzi nel giunto in assenza di piastre orizzontali



Collegamento realizzato solitamente o con 3 o con 2 bulloni

### 3.3.4

### GIUNTO TRAVE - TRAVE

(come esercitazione)

#### 3.3.4.1 TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE A QUOTE DIFFERENTI CON L'USO DI SQUADRETTI

**TRAVE PRINCIPALE**  
**TRAVE SECONDARIA**

**SQUADRETTI**

Trave principale

Trave secondaria

Occorre considerare i momenti secondari indotti dalle eccentricità

così TP non sovrappone e fornisce l'me solo sovrappone alle reazioni della secondaria

Ipotizzando di considerare la cerniera in corrispondenza dell'asse trave principale occorre tenere conto delle due eccentricità della reazione (nelle 2 direzioni)

Ne conseguono le seguenti sollecitazioni di taglio sul bullone:

Sezione 1 →  $V = R \rightarrow V_1 = V/2 = R/2$   
 $T = V \cdot e_1 \rightarrow H_1 = T/h = R \cdot e_1 / h$

Sezione 2 →  $V = R/2 \rightarrow V_2 = R/4$   
 $T = V \cdot e_2 \rightarrow H_2 = T/h = R \cdot e_2 / (2 \cdot h)$

$R_1 = \sqrt{V_1^2 + H_1^2}$   
 $R_2 = \sqrt{V_2^2 + H_2^2}$

$h =$  distanza bulloni su verticale

per la trave è preciso per il rivestimento grande: a spello V

bilanciate dalle  $V_2$

queste forze hanno eccentricità in entrambe le direzioni perché non appaiono nello stesso piano

MOMENTI PARASSITI presi dalle forze orizzontali  $H_1$  e  $H_2$

scorrea una reazione  $R$  che si divide sui 2 bulloni

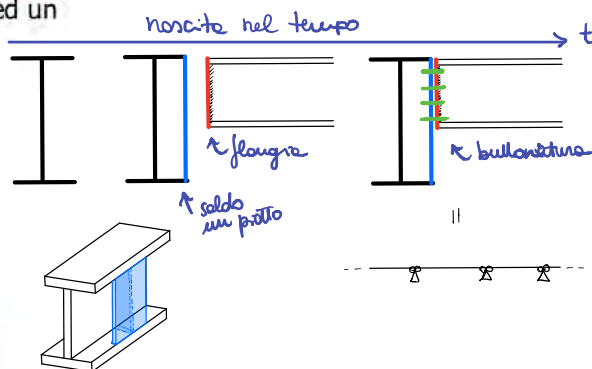
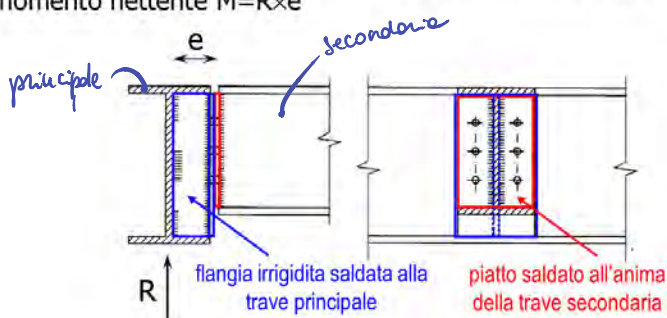
Il più semplice collegamento che si può fare è anche quello che si avvicina di più all'ipotesi di calcolo (cerniera trave p e trave s) è quello con SQUADRETTI (angolari) → pezzi di sezioni ad L (30x30x3)



### 3.3.4.3 TRAVE SECONDARIA IN APPOGGIO SULLA PRINCIPALE CON FLANGIA DI ESTREMITÀ

Ipotizzando di considerare la **cerniera** in corrispondenza dell'asse trave principale sull'unione flangiata agiranno un taglio  $V=R$  ed un momento flettente  $M=R \times e$

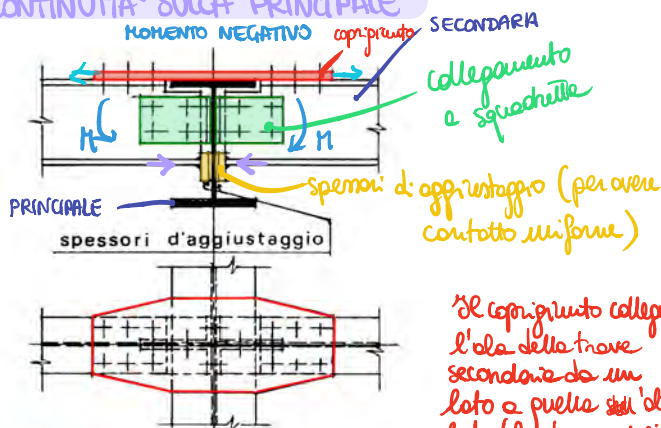
↳ si usano per travi grandi



### 3.3.4.4 TRAVE SECONDARIA IN CONTINUITÀ SULLA PRINCIPALE

Questo è l'unico modo con cui si può fare la seconda in continuità sulla principale (con un coprigiunto)

In questo caso il giunto risulta essere a **parziale ripristino**: trasferisce **totalmente** l'azione tagliante e, al massimo, la quota parte di momento flettente assorbita dalle ali

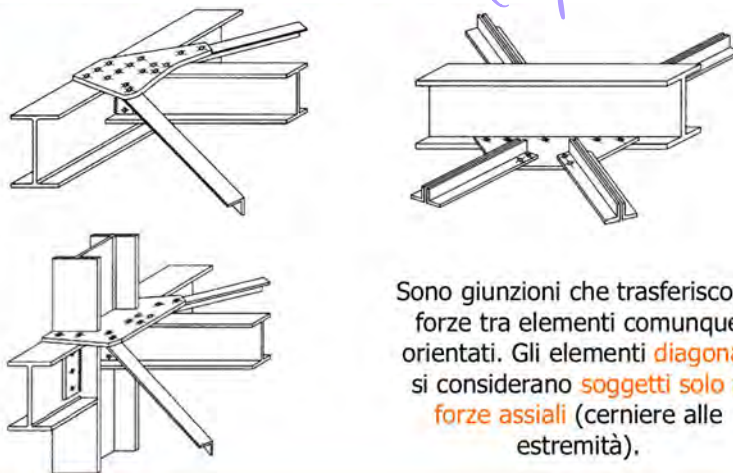


Il coprigiunto collega l'ala della trave secondaria da un lato o quella dell'altro lato (la trave principale è come se non ci fosse) ↳ non si prendono in...

Azione flangia superiore viene trasferita mediante il coprigiunto  
Azione flangia inferiore viene trasferita per contatto  
Taglio è affidato alle squadrette

### 3.3.5 ATTACCHI PER CONTROVENTI

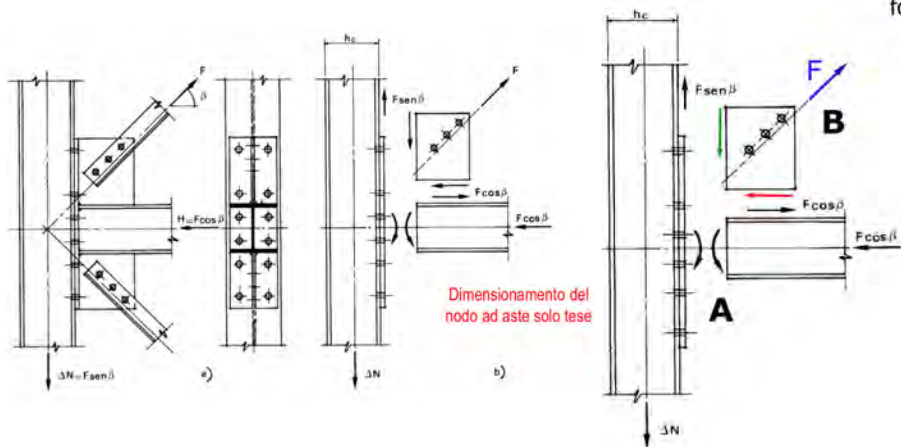
#### 3.3.5.1 CONTROVENTI ORIZZONTALI (di prumo o di copertura)



Sono giunzioni che trasferiscono forze tra elementi comunque orientati. Gli elementi **diagonali** si considerano **soggetti solo a forze assiali** (cerniere alle estremità).

### 3.3.5.4 CONTROVENTI VERTICALI (telajo pseudolare)

La forza  $F$  nel diagonale è equilibrata da una forza di compressione nella trave e da un incremento di trazione nella colonna



#### Bullonatura A

Ipotizzando la cerniera in asse colonna, i bulloni della flangia risultano soggetti a:

- Taglio  $V$  pari alla somma di  $F \sin \beta$  e degli effetti indotti dai carichi verticali sulla trave
  - Momento flettente  $M = V \cdot h_c / 2$  dove  $h_c$  è l'altezza della colonna.
- Se si vuole eliminare il momento sulla bullonatura occorre tracciare gli assi in modo che la cerniera ideale cada in corrispondenza flangia/ala. L'eccentricità impegnerà a flessione la colonna

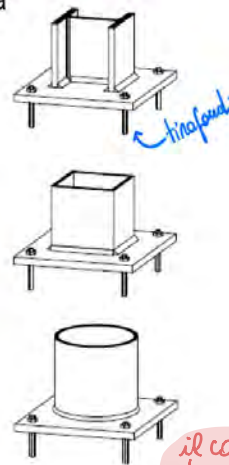
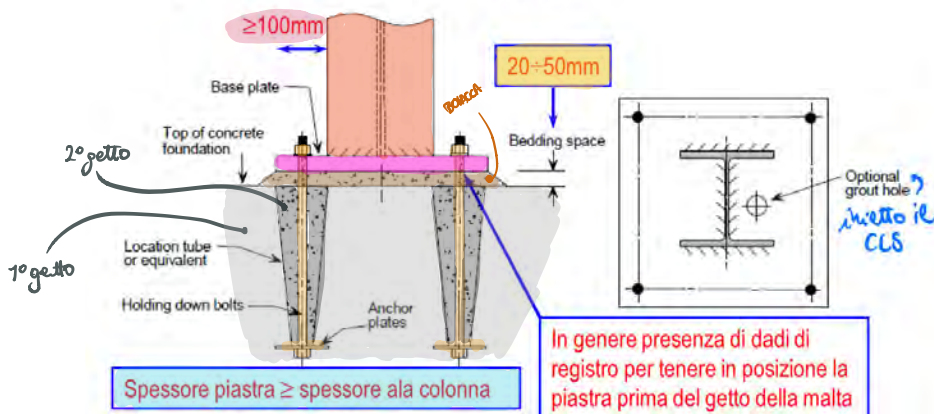
### 3.3.6 GIUNTO DI BASE DELLE COLONNE

SOLO SFORZO NORMALE

→ strutture in cui si evita la base

Viene realizzato mediante una piastra di base saldata alla estremità della colonna poggiante su di un letto di malta di livellamento. (giunto colonna fondazione)

Nella fondazione sono annegati i tirafondi che consentono di unire la piastra di base alla fondazione. Vanno verificati quando assolvono una funzione statica (N di trazione, fasi costruttive, ecc)



il concetto è che devo avere una flangia totale spessa da pararmi una distribuzione delle tensioni tali che le tensioni di contatto siano < delle resistenze del CLS

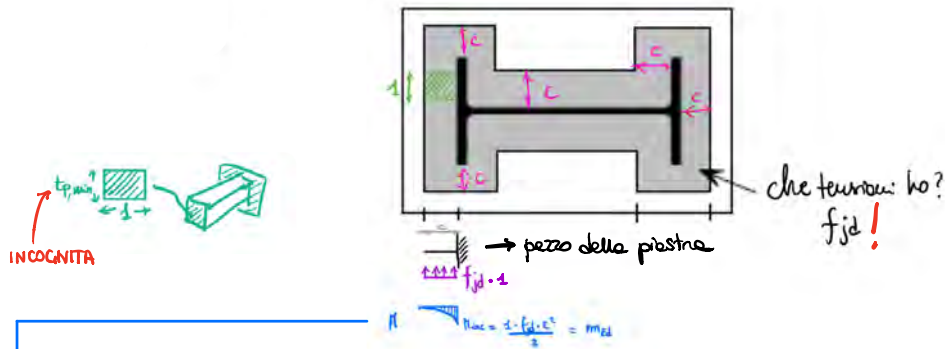
Per il calcolo dello spessore della piastra si può far riferimento al metodo dell'area efficace. Si assume che le tensioni trasmesse alla fondazione siano uniformemente distribuite su un'area di contatto efficace.

Il calcolo prevede i seguenti passi:

1. CALCOLO DELL'AREA RICHIESTA
2. CALCOLO DELL'AREA EFFICACE IPOTIZZANDO NON CI SIA SOVRAPPORZIONE (funzione di)
3. CALCOLO DI  $C$  ATTRAVERSO L'UGUAGLIANZA  $A_{req} = A_{eff}$
4. CONTROLLO SE CI SONO SOVRAPPORZIONI DELLE DIFFUSIONI E NEL CASO RICALCOLO  $C$  ANCORA DA  $A_{req} = A_{eff}$  (punto 3) (ma con  $C$  calcolato con le nuove formule)
5. CALCOLO LO SPESORE MINIMO DELLA PIASTRA UGUAGLIANDO IL MOMENTO SOLLECITANTE CON IL MOMENTO RESISTENTE (entrambi riferiti ad una striscia di lunghezza unitaria)
6. CALCOLO DELLA SALDATURA COLONNA PIASTRA

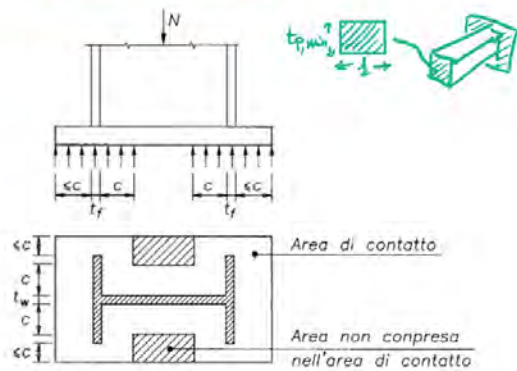


*c è di quanto si devono allargare le tenioni rispetto l'impronta della colonna per avere che le tenioni stiano stesso compatibili con le tenioni del cls.*



5. Calcolo lo spessore minimo della piastra uguagliando il momento sollecitante con il momento resistente (entrambi riferiti ad una striscia di larghezza unitaria)

$$m_{Ed} = \frac{1 \cdot f_{jd} \cdot c^2}{2} \quad m_{Rd} = \frac{1 \cdot t_{p,min}^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}}$$



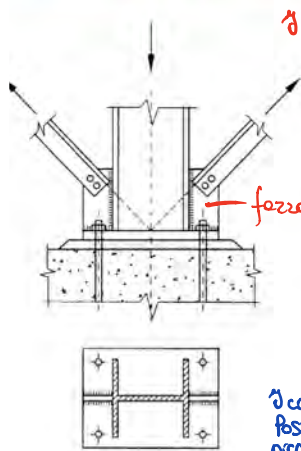
Spessore piastra

$$t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}}$$

*se la piastra è spessa almeno  $t_{p,min}$  riesce a ridistribuire le tenioni che arrivano dalle colonne in modo tale che le tenioni di contatto siano compatibili con la resistenza a compressione del cls tenendo conto della malta e dell'effetto di confinamento.*

6. Calcolo della saldatura colonna piastra

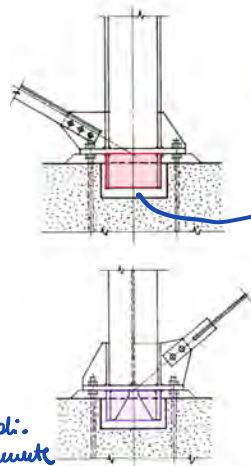
Presenza di aste di controvento !



In questo caso il giunto può risultare **teso o compresso** e soggetto ad azione tagliante

Se l'azione tagliante risulta elevata, in genere i soli tirafondi non sono in grado di assorbire tale azione: occorre ricorrere a **soluzioni particolari** [trasmissione per contatto]

*di controventi generano delle forze orizzontali. Posso essere o per attrito (se  $F_H$  è relativamente piccola rispetto  $N$ ) della piastra ( $\mu_{cls acciaio} = 0.5$ )  
 ⇒ finché lo sforzo di taglio è < del 50% di  $N$  posso portare la forza orizzontale per attrito. Se invece è >*



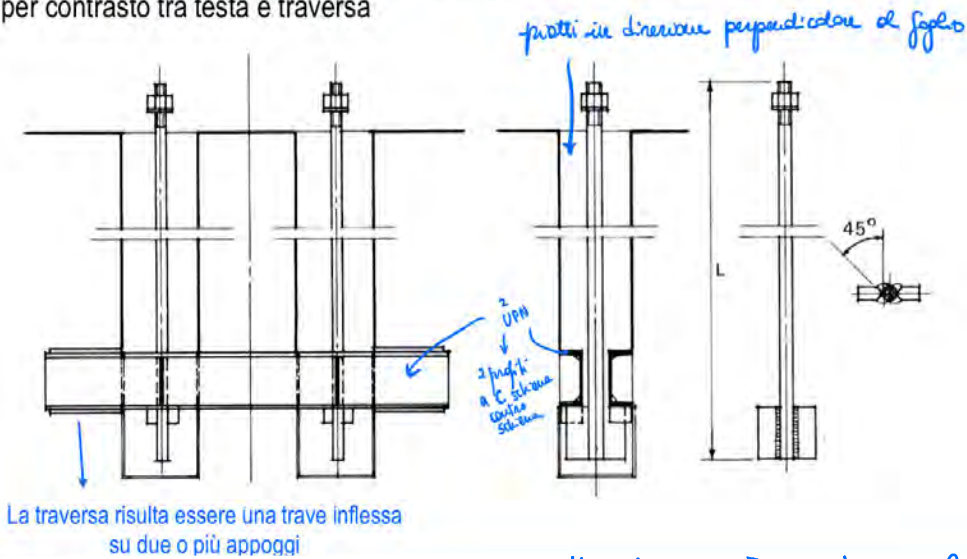
A) Tronco di profilato identico a quello della colonna (saldato all'intradosso della piastra di fondazione) → tenioni di contatto tra l'ala e il cls (trapezoidale)

B) Costole di irrigidimento (saldate all'intradosso della piastra di fondazione)

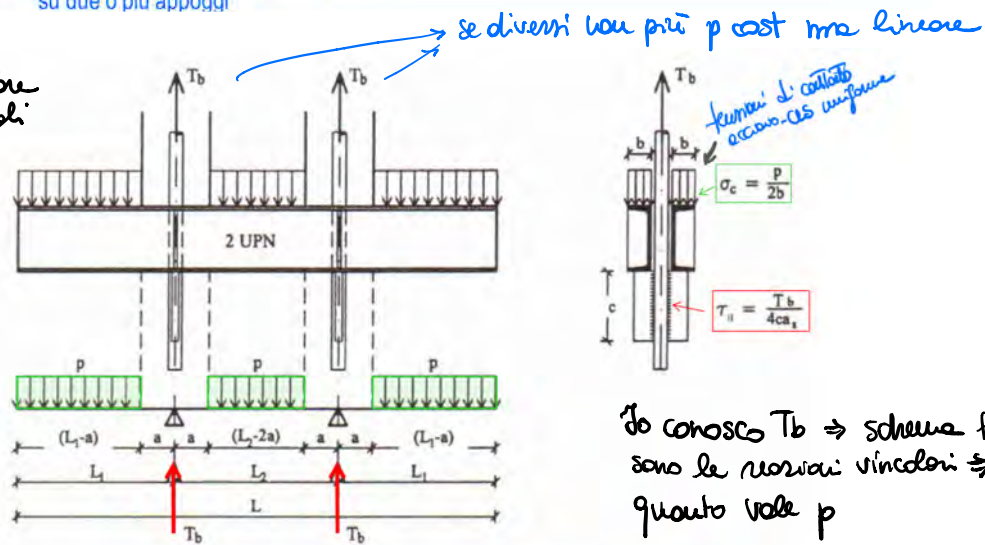


#### 4. Tirafondi a testa martello (per sforzi molto grandi)

Esempio di tirafondo con testa martello e utilizzo di traversa di contrasto (due profili a C accostati). La trasmissione della forza assiale nel tirafondo è ottenuta per contrasto tra testa e traversa

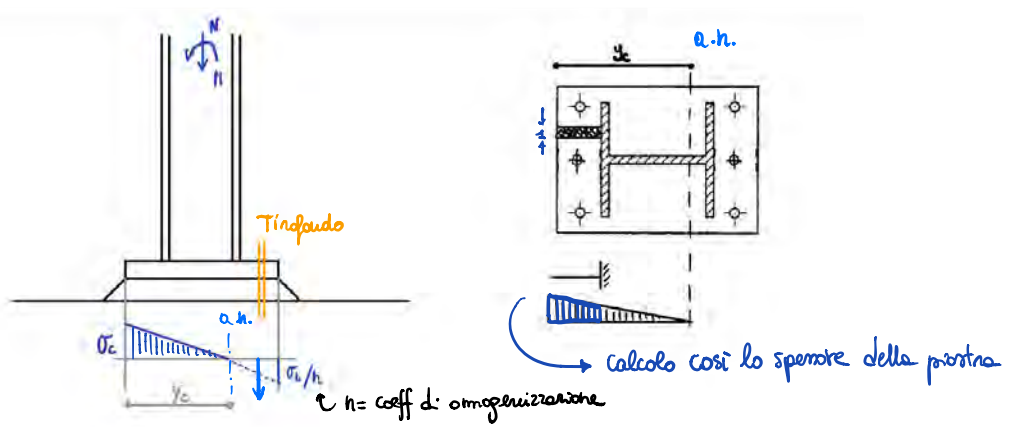


Quello che devo fare è dimensionare gli UPN in modo da contrastare questi sforzi →



Schema di calcolo della traversa di ancoraggio dei tirafondi e delle alette

Se conosco Tb ⇒ schema trave sono le reazioni vincolari ⇒ ricavo quanto vale p





Indicato con  $t$  lo spessore, sapendo che il modulo resistente vale  $(b_{eff} t^2 / 6)$ , si può scrivere

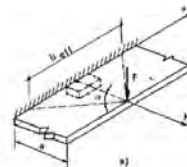
$$F'_e = (b_{eff} t^2 / 6) \cdot f_y / a$$

valore della forza massima applicabile

Uguagliando i due valori della forza massima applicabile, si ha:

$$F_e = F'_e \quad \text{trovo la } b_{eff}$$

$$2,21 \cdot (t^2 / 6) \cdot f_y = b_{eff} \cdot (t^2 / 6) \cdot f_y / a$$

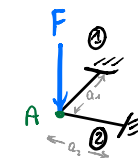
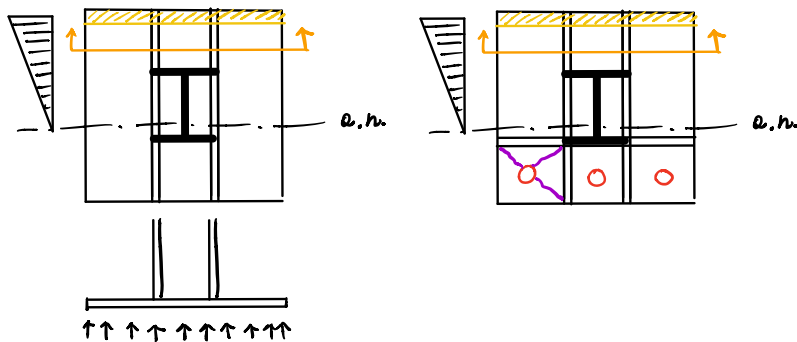
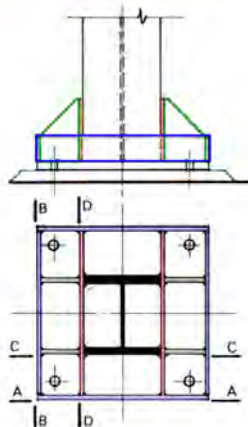
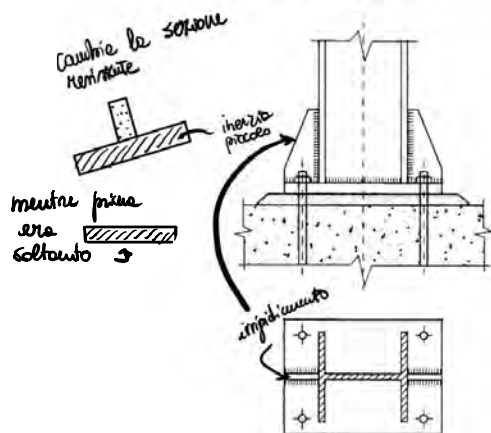


$$b_{eff} / a = 2,21 \Rightarrow \alpha = \arctg [b_{eff} / (2 \cdot a)] = 48^\circ$$

Si assume, a favore della sicurezza un angolo di diffusione di  $\alpha = 45^\circ$

### 3.3.7.1 PIASTRA DI BASE IRREGIDITA

Per tensioni di contatto elevate lo spessore del piatto può essere ridotto introducendo delle costole di irrigidimento. Oltre alla pressione di contatto occorre tener conto degli effetti dei carichi concentrati indotti dai tirafondi



sullo scorcio ①  $\rightarrow F_1$   
 sullo scorcio ②  $\rightarrow F_2$   
 $\rightarrow F_1 + F_2 = F$

Spostamento punto A

$$\delta_1 = \frac{F_1 a_1^3}{3EJ_1}$$

$$\delta_2 = \frac{F_2 a_2^3}{3EJ_2}$$

$$\begin{cases} F_1 + F_2 = F \\ \frac{F_1 a_1^3}{3EJ_1} = \frac{F_2 a_2^3}{3EJ_2} \end{cases} \rightarrow \text{trovo } F_1 \text{ e } F_2$$







### 4.1.3 VISCOSITÀ

La valutazione degli effetti della viscosità risulta complessa a causa della non-omogeneità della sezione e quindi dell'impossibilità di utilizzare i teoremi dell'isomorfismo.

La NTC 2008 al § 4.3.2.2.1 riporta

"Per costruzioni poco sensibili ai fenomeni del secondo ordine e quindi non suscettibili di problemi di stabilità globale, è possibile tenere in conto la viscosità nelle travi di impalcato sostituendo l'area delle porzioni in calcestruzzo,  $A_c$ , con aree equivalenti ridotte in ragione del coefficiente di omogeneizzazione  $n$  calcolato per breve e lungo termine. Salvo più precise valutazioni, il modulo di elasticità del calcestruzzo per effetti a lungo termine può essere considerato pari al 50% del suo valore medio istantaneo,  $E_{cm}$ "

L'EN 1994 affronta il problema in modo più completo, differenziando il coefficiente di omogeneizzazione in funzione del tipo di carico. In particolare, ad eccezione delle strutture con entrambe le solette in calcestruzzo, gli effetti della viscosità possono essere calcolati utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione per il calcestruzzo  $n$  dato da:

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L \varphi(t, t_0)]$$

con  $n_0 = E_a / E_{cm}$

$\varphi(t, t_0)$  coefficiente di viscosità al tempo  $t$  per carico applicato al tempo  $t_0$

$\psi_L$  coefficiente che dipende dal tipo di carico (1.1 per carichi permanenti, 0.55 per il ritiro, 0.0 per i carichi variabili e  $\Delta T$ )

uno procedure approssimate: feugo conto della viscosità ausdando a modificare il modulo elastico del CLS utilizzando  $E^*$

$\epsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{E} \varphi(t, t_0)$  → deforazione viscosa →  $\epsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma}{E} (1 + \varphi) = \frac{\sigma}{E^*}$

con  $E^* = \frac{E}{1 + \varphi}$  → modulo elastico fittizio

deforazione  $\epsilon$  davute alla tensione  $\sigma$  al tempo  $t$  (↳ ovvero a meno del ritiro)

**N.B.** Quali  $E_c$  devo mettere in  $n$ ?  
 dipende dal tipo di carico che considero:  
 q VARIABILI →  $E_c$  (non produce viscosità)  
 q PERMANENTI →  $E_c^*$   
 RITIRO → devo mettere un numero intermedio tra  $E_c$  e  $E_c^*$  perché il ritiro si sviluppa nel tempo come la viscosità (non più  $\sigma = cost$ )

$$n = \frac{E_a}{E_c} = n_0(1 + \varphi)$$

$$n = \frac{E_a}{E_c^*}$$

Quando faccio l'omogeneizzazione della sezione in CLS alla sezione in acciaio uno:

$$A = A_a + \frac{A_c}{n}$$

SEZIONE IN ACCIAIO EQUIVALENTE (lo stesso fascio per J)

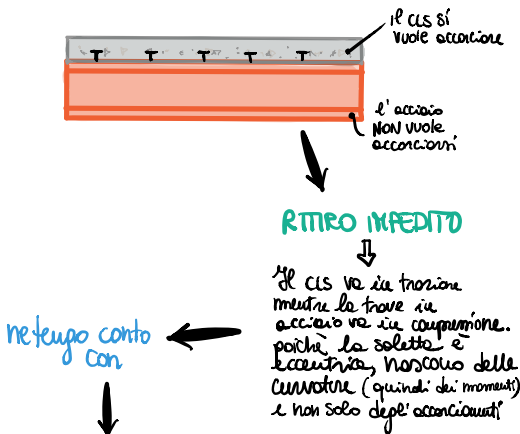


per convenzione omogeneizzato rispetto l'acciaio (≠ da CLS) (membre in C.A.  $A = A_c + n A_s$ )

### 4.1.4 RITIRO

Il ritiro produce una distribuzione di tensioni auto-equilibrata sulla sezione (effetto primario o isostatico) e, se la struttura è iperstatica, una distribuzione di sollecitazioni sull'intera struttura (effetto secondario o iperstatico). Considerazioni analoghe possono essere fatte per una variazione di temperatura applicata alla sola soletta.

L'effetto primario può essere valutato considerando una deformazione impressa  $\epsilon_{sh}$  applicata alla sezione



#### TEORIA DELLE DEFORMAZIONI IMPRESSE

Se abbiamo un corpo soggetto ad una deformazione non congruente (cioè non piana) il corpo risponde facendo nascere delle  $E$  elastiche tale per cui  $\bar{\epsilon} + \epsilon_{el} = \epsilon_{tot} \rightarrow$  CONGRUENTE.

$$\epsilon_{tot} = \lambda + \mu y$$

$$\epsilon_{el} = \epsilon_{tot} - \bar{\epsilon} = \epsilon_{tot} - \epsilon_{sh} = \lambda + \mu y - \epsilon_{sh}$$

$$\begin{cases} \sigma_c = E_c^* \cdot \epsilon_{el} \\ \sigma_a = E_a \cdot \epsilon_{el} \end{cases}$$

↳ perché non esiste ritiro senza viscosità



## 4.2 SLU PER FLESSIONE (anziché N)

2 situazioni di verifica  
 → getto CLS ma ancora nessuna resistenza ho solo la trave in acciaio che resiste  
 → CLS+ ACCIAIO (costruzione ultimata) (struttura composta)

Facciamo finta che tutte le sezioni siano andate a finire alla struttura composta (me ne frega delle fasi costruttive).

SLU PER FLESSIONE  
 → APPROCCIO RIGIDO PLASTICO  
 → APPROCCIO LINEARE  
 → APPROCCIO ELASTOPLASTICO

- IPOTESI**
- La larghezza di soletta collaborante con la trave per le verifiche di stato limite ultimo è quella definita in precedenza
  - Si assume che la sezione rimanga piana a deformazione avvenuta
  - Se le sezioni sono in Classe 1 o Classe 2 (ed in assenza di precompressione) la resistenza a flessione può essere valutata con un approccio rigido-plastico
  - La resistenza a flessione può essere calcolata con un approccio elastico o elasto-plastico (non lineare) per ogni classe di sezione
  - In quest'ultimo caso, se i connettori a taglio e l'armatura trasversale sono progettati come indicato di seguito, si può assumere che la sezione rimanga piana a deformazione avvenuta
  - È trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo

Quando abbiamo detto che la sezione deve essere di classe 1 e 2, è su questa distribuzione di deformazioni che io vado a valutare e la mia sezione è di classe 1 o 2 (perché la classe di una sezione dipende dalla distribuzione di deformazioni). Se il  $M > 0$  la sezione è sempre di CLASSE 1 perché è sempre tesa (o con una piccola parte compressa). Quindi: tutte le travi che sono in semplice appoggio (ovvero a  $M=0$ ) sono di CLASSE 1 e siccome invece si può usare l'approccio rigido-plastico.

solo zone collaboranti (con nervature → beff)

ATTENZIONE ALLE FASI COSTRUTTIVE:  
 ad es. una trave da ponte allo SLU è di classe 1, ma subito dopo il getto la trave è di classe 4

### 4.2.1 APPROCCIO RIGIDO PLASTICO (è l'approccio che ci permette di trovare le resistenze più elevate)

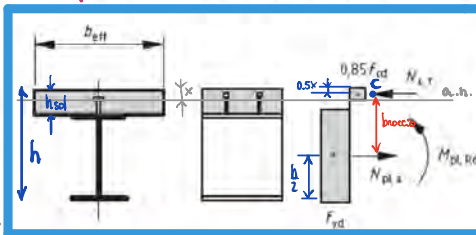
L'area efficace di acciaio lavora alla tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$  sia in trazione che in compressione

L'area efficace di armatura longitudinale lavora alla tensione di snervamento  $f_{sd} = f_{syk} / \gamma_s$  sia in trazione che in compressione

L'area efficace di calcestruzzo in compressione lavora a  $0.85 f_{cd}$  su tutta l'altezza compressa fornendo una risultante di compressione che tiene conto del grado di connessione a taglio

→ tutta la zona compressa di soletta collaborante lavora a  $0.85 f_{cd}$

non so all'inizio dove è a.n. immagino che topi al CLS: tutto il CLS compreso lavora a  $0.85 f_{cd}$ . Si trascura gradualmente l'area di armatura a compressione (contributo piccolo). Il CLS non lavora, l'acciaio della trave invece lavora a  $f_{yd}$ . Poiché  $N=0$ , faccio l'equilibrio alla traslazione orizzontale:



MOMENTO POSITIVO



MOMENTO NEGATIVO

↳ l'a.n. topi sicuramente l'armatura delle travi, tutto il CLS in zona tesa non arriva a trazione ⇒ sezione solo trave ( $f_{yd}$ ) + armatura soletta ( $f_{sd}$ )  
 ↳ trovo  $x$  imponendo  $C=T$   
 ↳ trovo  $M_{rd}$  (eq. rotazione)

$$\rightarrow N_{c,f} - N_{p,l} = 0 \rightarrow 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x - A_{trave} \cdot f_{yd} = 0$$

perché  $N=0$  (se fosse  $N \neq 0$  metterei  $N$ )

↓ trovo  $x$ :

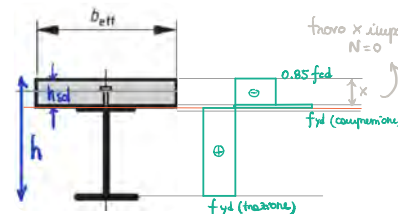
$$x = \frac{A_{trave} \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot 0.85 f_{cd}} \rightarrow \text{se } x < h_{soletta} \Rightarrow \text{SOLUZIONE CORRETTA}$$

Quanto vale il momento resistente?  $M_{rd} = \int \sigma \cdot y \, dA$  ma posso anche calcolarlo facendo l'equilibrio alla rotazione ottenuto alle risultanti delle compressioni:

$$\textcircled{1} M_{rd} = N_{p,l} \cdot a \cdot braccio = A_{trave} \cdot f_{yd} \cdot h - \frac{h}{2} - 0.5 f_{cd}$$

Se  $x > h_{soletta}$  quanto detto non vale perché la distribuzione di tensioni è diversa

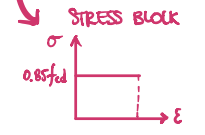
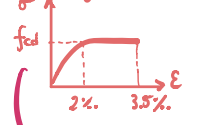
Come faccio a sapere in 1 unica botta a sapere se  $x$  pone per la soletta o nella trave? Basta che confronto  
 $b_{eff} \cdot h_{soletta} \cdot 0.85 f_{cd}$  (a.n. nella soletta) vs  $A_{trave} \cdot f_{yd}$  (a.n. in trave)



STRESS BLOCK

$$f_{cd} = \frac{\alpha_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot 1.5$$

in realtà legge costitutiva CLS è parabola rettangolo





### 4.2.3 APPROCCIO LINEARE

approccio più completo dell'approccio plastico, e ottengo delle resistenze che sono più buone ⇒ uso per il calcolo delle sezioni composte l'approccio elasto-plastico.

- Si ipotizza una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione, trascurando il contributo del calcestruzzo teso
- Il momento resistente elastico,  $M_{el}$ , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali:
  - Calcestruzzo →  $f_{cd}$
  - Acciaio strutturale →  $f_{yd}$
  - Barre di acciaio →  $f_{sd}$
- EN 1994: per sezioni in classe 4 occorre valutare la sezione efficace in accordo con la EN 1993-1-5, 4.3
- EN 1994: le tensioni valutate sulla sezione di solo acciaio (fasi costruttive) devono essere aggiunte alle tensioni valutate sulla sezione mista

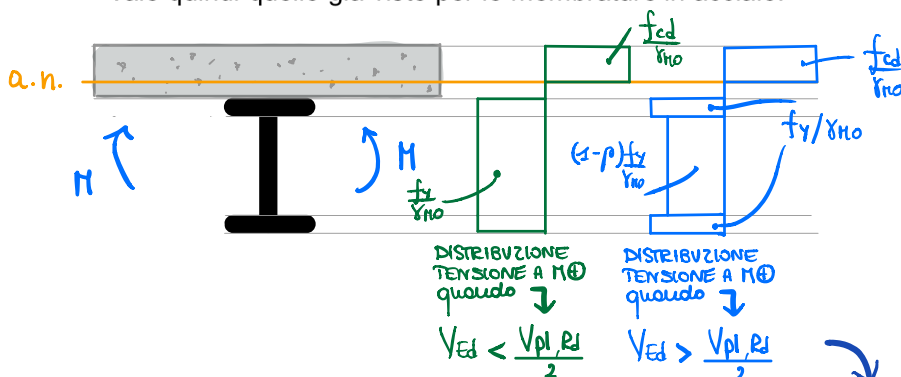
→ usato per sezioni di classe 4 considerando la sezione eff.

ipotesi costitutive: materiale elastico lineare

### 4.3 SLU PER TAGLIO

La resistenza a taglio viene assegnata all'acciaio strutturale, e quindi all'anima della trave in acciaio.

Vale quindi quello già visto per le membrature in acciaio.

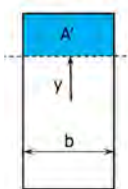


l'a.n. dovrà sollec. l'anima non può più lavorare alla tensione di snervamento ma ad una tensione minore:  $(1-\rho) \frac{f_y}{\gamma_{fyo}}$

### 4.4 SISTEMI DI CONNESSIONE

per evitare gli scorrimenti, ovvero per analizzare la τ all'interfaccia acciaio CLS

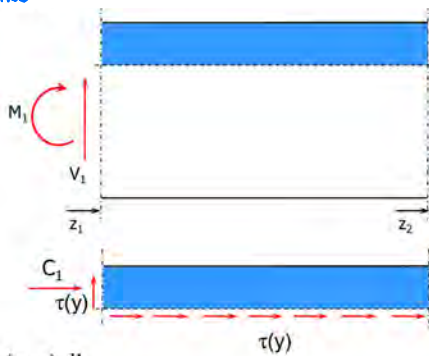
SEZIONE RETTANGOLARE



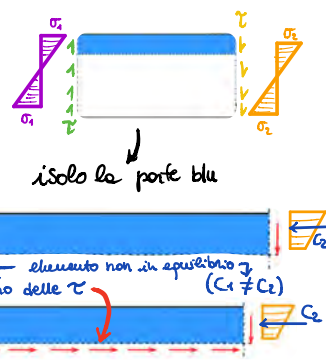
$$C_1 = \int_{A'} \sigma_1 dA$$

$$C_2 = \int_{A'} \sigma_2 dA$$

$$C_2 - C_1 = b \int_{z_1}^{z_2} \tau_{xy}(y, z) dz$$

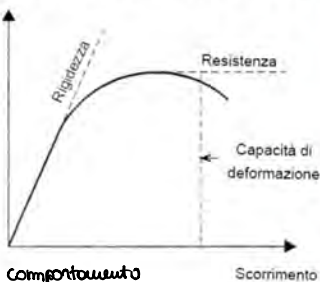


sovrapposte alle seguenti sollecitazioni: per lazione dei momenti e dei tagli avvio mi riferisco poi ad una porzione A' della sezione in strutture composite queste sono le τ che devono essere trasmesse dai connettori



### 4.4.1 COMPORTAMENTO DEL CONNETTORE

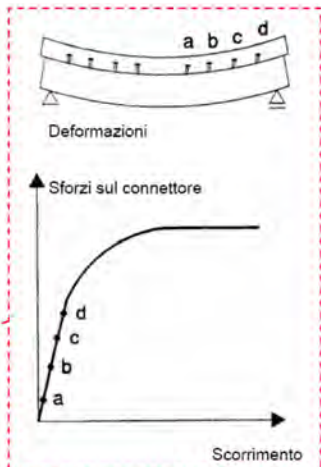
Carico sul connettore



Comportamento rigido plastico

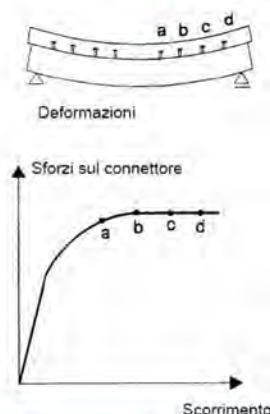
Carichi di esercizio

Non considero mai il ritiro in quanto è un effetto favorevole che riduce le sollecitazioni sui connettori (effetto opposto ai carichi applicati)

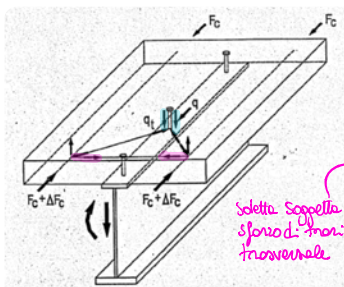


... verso lo SLU

SLU



### 4.4.2 CONNETTORI A PILO IN SOLETTE PIENE



- Nascita di puntoni inclinati soprattutto nelle zone di estremità delle solette.
- Necessità di armature trasversali per l'equilibrio.
- Elevati sforzi sull'interfaccia pilolo-calcestruzzo

- La presenza di una testa standard (spessore  $\geq 0.4 d$  e diametro  $\geq 1.5 d$ ) garantisce una resistenza al sollevamento superiore ad 1/10 della resistenza a taglio; tale requisito è necessario per non dover considerare il sollevamento nelle analisi
- Le prove sperimentali di Oehlers e Johnson (1997) forniscono una valutazione della resistenza del pilolo mediante la seguente relazione:

$$P = k \cdot f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) \cdot \left( \frac{E_{cm}}{E_a} \right)^{0.4} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{f_u} \right)^{0.35}$$

*Resistenza del pilolo  $f(f_{ck}, f_u, E_{cm}, E_a, A_{pilo})$*

- Sperimentalmente si dimostra che un pilolo con testa ha comportamento duttile se l'altezza  $h$  del pilolo non è inferiore a  $4d$  (dove  $d$  è il diametro del pilolo) e se  $d=16+22 \text{ mm}$

- La NTC 2008 (§ 4.3.4.3.1.2) semplifica la trattazione distinguendo la rottura del pilolo da quella di rifollamento del calcestruzzo ( $d=16+25 \text{ mm}$ ,  $f_c \leq 500 \text{ MPa}$ ,  $h_{sc}$  altezza totale del pilolo):

*Rottura Pilolo*

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 f_t \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0.2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1.0$$

$$\frac{h_{sc}}{d} > 4$$

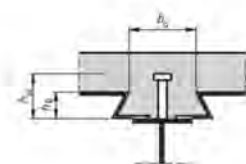
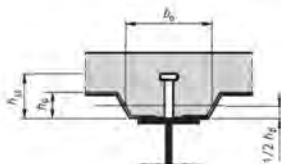
*altezza pilolo*

*tiene conto della duttilità del pilolo*

*considero coeff. k riduttivo*

- Connettori a pilolo in solette con lamiera grecata con nervature parallele alle travi portanti: la resistenza a taglio di progetto può essere assunta pari alla resistenza del pilolo in soletta piena moltiplicata per il coefficiente riduttivo  $k_L$  ( $h_{sc} \leq h_p + 75 \text{ mm}$ ,  $h_{sc}$  altezza totale del pilolo)

$$k_L = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1.0 \right) \leq 1.0$$



relazione valida per forma della saldatura regolare, fusione con il gambo del pilolo, diametro saldatura  $\geq 1.25 d$ , altezza media saldatura  $\geq 0.2 d$ , altezza minima  $\geq 0.15 d$

Tabella 4.3-II Limiti superiori del coefficiente  $k_L$

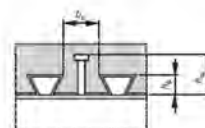
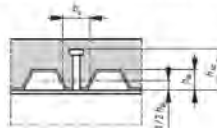
Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $d \leq 20 \text{ mm}$ e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo - diametro pioli 19 e 22 mm
N=1	$\leq 1.0$	0.85	0.75
	$> 1.0$	1.0	0.75
N=2	$\leq 1.0$	0.70	0.60
	$> 1.0$	0.8	0.60

- Connettori a pilolo in solette con lamiera grecata con nervature perpendicolari alle travi portanti: con pioli di diametro  $\leq 20 \text{ mm}$  (o  $22 \text{ mm}$  se la lamiera è forata in corrispondenza dei pioli), nervature con altezza  $\leq 85 \text{ mm}$ ,  $b_0 \geq h_p$  il coefficiente riduttivo vale

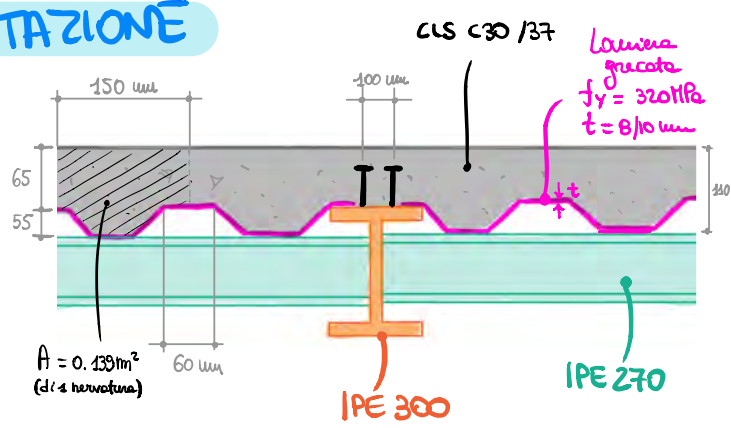
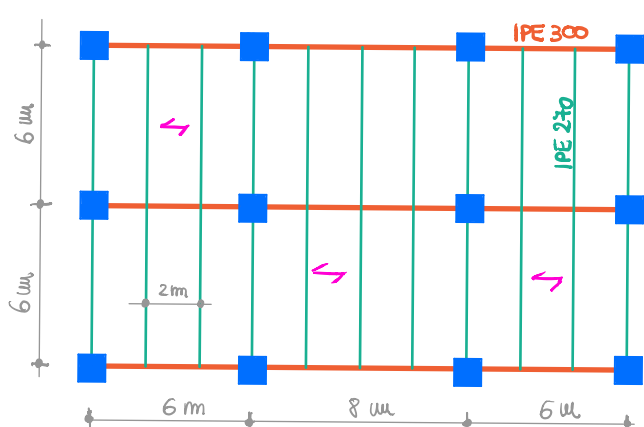
$$k_T = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{n_t} h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1.0 \right) \leq 1.0$$

*kt non può essere superiore rispetto ai valori indicati in tabella*

con  $n_t$  numero di connettori a pilolo disposti in una nervatura in corrispondenza dell'intersezione con la trave, che nel calcolo non può essere assunta maggiore di 2



## ESERCITAZIONE



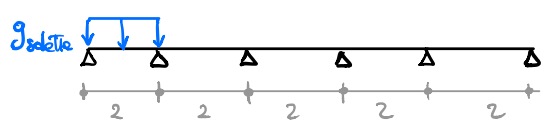
Ho 2 tipi di verifiche

- DEFORMABILITÀ
- RESISTENZA

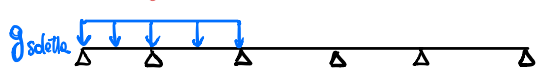
### ANALISI DEI CARICHI

- SOLETTA:  $0.0139 / 0.15 \cdot 25 = 2.32 \text{ kN/m}^2$
- GETTO DI COMPLETAMENTO:  $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 0.10 \cdot 14 = 1.4 \text{ kN/m}^2$
- PAVIMENTO:  $0.47 \text{ kN/m}^2$
- IMPIANTI:  $0.10 \text{ kN/m}^2$
- CONTROSOFFITTO:  $0.06 \text{ kN/m}^2$
- TRAREZZI:  $0.00 \text{ kN/m}^2$
- VARIABILI:  $2 \text{ kN/m}^2$

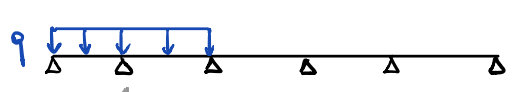
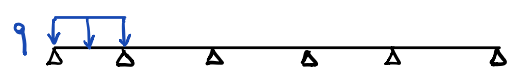
La lamiera è una sezione di classe 4, essa lavora con questo schema:



! occhio alle fasi costruttive, non è detto che getto il CLS su tutta la struttura, anzi sicuramente spezza il getto.



oltre al peso del getto la lamiera deve reggere un carico di  $1.5 \text{ kN/m}^2$  (mezzi d'opera secondo EC) su un'area massima di  $3 \times 3 (9 \text{ m}^2)$  come carico?



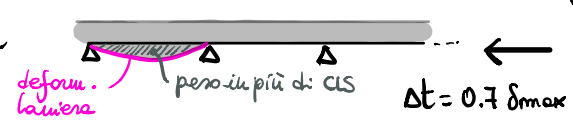
anche se è 4 m e non 3 me ne fugo (a favore di sicurezza)

### VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Considero lo spessore della lamiera (ovvero le caratteristiche invernali) e calcolo lo spostamento massimo  $\delta_{max}$ .

→ se  $\delta_{max} > \min [l/100; 200 \text{ mm}]$  → allora devo considerare un incremento di carico corrispondente all'accumulo di CLS durante il getto per questo riprovo le verifiche di resistenza

cioè la lamiera deforma/don' prende più CLS





**C) APPOGGI TRA CAMPATA ① E CAMPATA ② e TRA ② e ③**

$$L_e = 25\% \cdot (L_1 + L_2) = 0.25 \cdot (6 + 8) = 3.50 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.1 + 2 \cdot \left(1 \cdot \frac{3.50}{8}\right) = 0.98 \text{ m} < 6 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$$

**D) APPOGGI DI ESTREMITA'**

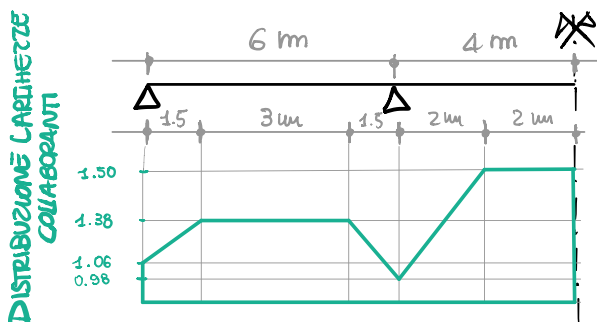
$$L_e = 0.85 L_1 = 0.85 \cdot 6 = 5.10 \text{ m}$$

$$b_{e,i} = L_e / B = 0.64 \text{ m} < i / 2 = 3 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$$

$$b_{eff} = 0.1 + 2 \cdot 0.75 \cdot 0.64 = 1.06 \text{ m}$$

$i$  interasse = 6 m

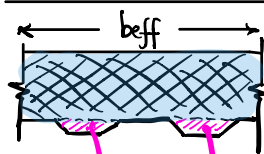
$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{e,i}) = 0.75$



sulla base di questa distribuzione calcolo le inerzie della sezione. Se la struttura è isostatica devo arrivare fino a qui (poi il livello di influenza sulle sollecitazioni non comporta nessuna variazione)

Devo adesso definire le caratteristiche omogeneizzate delle sezioni:

**• AREA OMOGENEIZZATA**



non considero la nervatura

ARMATURA M $\oplus$   
 $\phi$  12/20

ARMATURA M $\ominus$   
 $\phi$  18/20

$$A_o = A_a + A_s + A_c / n_L$$

← OMOGENEIZZATA      → ACCIAIO C.A.  
↓ ACCIAIO STRUTTURALE      ↓ CLS

$$A_e = A_{IPE300} = 53.8 \text{ E-4 m}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ E-4} \cdot b_{eff} / 0.2 \rightarrow \text{per } M > 0$$

$$A_s = 2.54 \text{ E-4} \cdot b_{eff} / 0.2 \rightarrow \text{per } M < 0$$

$$A_c = 0.065 \cdot b_{eff}$$

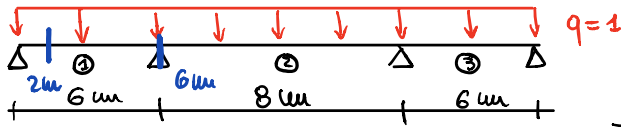
$$n_L = n_o [1 + \Psi_L \varphi(t, t_o)]$$

$$n_o = \frac{E_a}{E_{c,m}} = \frac{210000}{32836} = 6.4$$

$$\varphi(\infty, t_o) = 2.2$$

- per permanenti 1.1  $\Rightarrow$   $n_L = 21.87$
  - per rifratto 0.55  $\Rightarrow$   $n_L = 14.13$
  - per variabili 0  $\Rightarrow$   $n_L = 6.4$
- $\downarrow$   $n_L$  diminuisce

Ha senso fare tutto questo corso? Facciamo un confronto tra le sollecitazioni  
 Prendo la una trave e la carico con un q unitario → poi confronto la sollecitazione di momento che nasce nelle sezioni  $x=2m$  e  $x=6m$



$M_{max} \oplus$     $M_{max} \ominus$

	$J = \text{cost}$	$J$ variabile $J (h = 6.4)$	$J (h = 21.07)$
$M (x = 2m)$	2.32	2.55	2.50
$M (x = 6m)$	-5.06	-4.35	-4.50

~ 10% rispetto 2.32

~ -16% rispetto -5.06

Considerando le  $J$  variabili ottengo uno spostamento delle sollecitazioni di momento negativo e momento positivo

poche differenze  
 l'influenza di  $h$  è piccola

NTC →  $E_c = \frac{E_c}{2}$   
 semplifica

Fatto ciò devo fare la combinazione delle azioni, assumendo i seguenti  $\gamma$ :

- $\gamma_g = 1.3$     peso proprio
- $\gamma_g = 1.3$     permanenti portati computamente deficiati
- $\gamma_g = 1.5$     permanenti portati non computamente deficiati
- $\gamma_a = 1.5$     variabili

Allo SLU non mi interessa la storia dei carichi (no fasi costruttive), dunque tutte le azioni che sono finite nella sola sezione di acciaio (fase iniziale) le combino applicate alla una sezione comportata finale → CRITERIO RIGIDO PLASTICO

**• VERIFICHE DI SLU**

**• APPROCCIO RIGIDO PLASTICO**

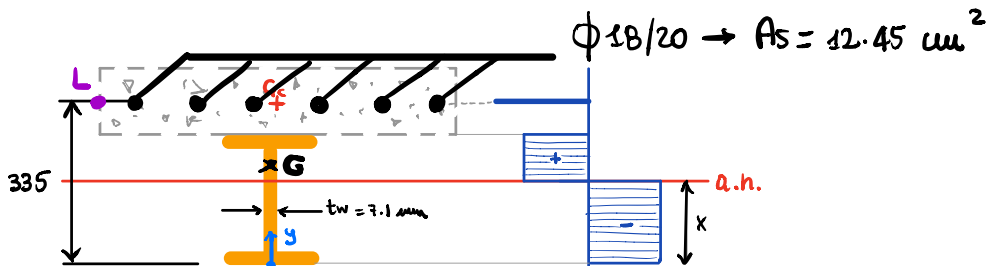
- Il c/c lavora a  $0.85 f_{cd} = 0.85 \left( \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} \right) = 14.45 \text{ MPa}$
- L'acciaio strutturale lavora a  $f_{yd} \rightarrow S235 \Rightarrow f_{yd} = \frac{235}{1.05} = 224.0 \text{ MPa}$
- L'acciaio delle armature lavora a  $f_{sd} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ MPa}$  → CONTA PARECCHIO

Le ali lavorano alle tensioni  $f_{yd}$  mentre l'anima ad una tensione  $(1-\rho) f_{yd}$

$$\rho = \left( 2 \frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( 2 \cdot \frac{182.7}{331.8} - 1 \right)^2 = 0.01$$

Di conseguenza l'anima lavora a:  $(1 - 0.01) \cdot 224 = 221 \text{ MPa}$  (me ne fotto)

La sezione resistente è fatta così:



Posso calcolare il  $t_w^*$  equivalente:  $t_w^* = \frac{A - 2bt_{flangia}}{h_{interna}} = 7.79 \text{ mm}$

sto prendendo l'area in corrispondenza dei raccordi e la sposto lungo l'anima

Devo trovare la posizione dell'asse neutro. La ricavo trovando  $x$  (posizione di trave compressa) risolvendo l'equazione alla trazione ( $\rightarrow$ )  $C(x) - T(x) = 0$ .

$\rightarrow$  Trovo  $x = 278 \text{ mm}$

OK  
posizione  
asse neutro

$$\begin{cases} C = (b \cdot t_f + x \cdot t_w^*) f_{yd} = (150 \cdot 10.7 + 278 \cdot 60 \cdot 7.79) \cdot 224 \cdot E^{-3} = 845.48 \text{ kN} \\ T = b \cdot t_f \cdot f_{yd} + A_s f_{sd} = (150 \cdot 10.7 \cdot 224 + 1245 \cdot 391) \cdot E^{-3} = 846.3 \text{ kN} \approx C \end{cases}$$

Devo trovare il momento plastico  $M_{pl,Rd}$ . Poiché  $N_{sd} = 0$  l'equilibrio alla rotazione lo posso fare rispetto ad 1 punto qualunque del perno. Scelgo il punto dove c'è l'armatura così elimino quel contributo facendo finta che tutta la trave sia compressa e poi tolgo 2 volte il contributo dell'ala superiore che invece è tesa (l'anima è tutta compressa perché l'a.n. si trova nel punto di attacco dell'anima):

$$\begin{aligned} \textcircled{L} M_{pl,Rd} &= \underbrace{5381 \cdot 224 \cdot E^{-3}}_{F \text{ [kN]}} \cdot \underbrace{\left( 0.335 - \frac{0.30}{2} \right)}_{\text{braccio [m]}} - \underbrace{2 \cdot 150 \cdot 10.7 \cdot 224 \cdot E^{-3}}_{F \text{ [kN]}} \cdot \underbrace{\left( \frac{0.335 - 0.30}{2} + \frac{0.0107}{2} \right)}_{\text{distanza del baricentro dell'ala superiore dal punto L (braccio [m])}} \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 194 \text{ kNm} < |M_{sd}| = 248.3 \text{ kNm}$$

**VERIFICA NON SODDISFATTA**



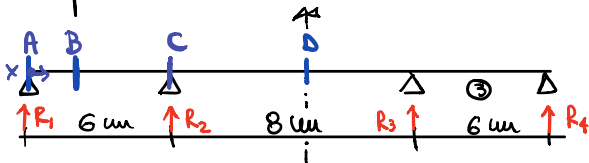
Faccio l'equilibrio alla rotazione attorno B (elimino il contributo di C)  
 (faccio come prima: faccio finta che tutta la trave lavori a trazione e poi tolgo 2 volte il contributo compresso della trave:

$$M_{pl,Rd} = \left[ 5381 \cdot \frac{355}{1.05} \left( \frac{300}{2} + \frac{65}{2} \right) - 2 \cdot 160 \cdot 3.12 \frac{3.55}{1.05} \left( \frac{3.12}{2} + \frac{65}{2} \right) \right] E^{-6} = 321 \text{ kNm} \quad \text{Asd}$$

SODDISFATTA

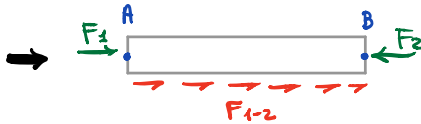
**PIOLI**

Per prima cosa devo individuare le sezioni critiche: momento massimo e forze concentrate



- sezione A → R
- sezione B → Mmax
- sezione C → R
- sezione D → Mmax

Soletta tra la sezione A e B



tra A e B devo considerare uno sforzo  $F_{1-2}$ :  
 $F_{1-2} = F_2 - F_1$

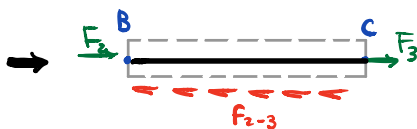
- $F_1 = 0$  perché  $M_A = 0$
- $F_2$  è la risultante delle tensioni che ho in soletta non riferite alle sollecitazioni che io ho effettivamente sulla trave, ma riferite alle resistenze della trave (cioè con una connessione al 100% i pioli sono in grado di trasferire la resistenza della trave, non la sollecitazione che agisce sulla trave!).  $F_2$  fa quindi riferimento alla distribuzione di tensioni che ho nella sezione B con riferimento alle resistenze della trave.

per la sezione B (sezione A di prima) avevamo trovato che l'a.n. lavora all'interno della soletta. Ma nel calcolo che avevamo fatto avevamo considerato un acciaio di classe di resistenza inferiore a quello che poi abbiamo utilizzato dopo per la nostra trave. Quindi riefetto i calcoli. Scopro che l'a.n. cade tra le solette e l'ansa superiore della trave. Quindi la soletta risulta essere tutta compressa. Quindi le tensioni in soletta saranno:

$$F_2 = A_{sd} \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 1380 \cdot 65 \cdot 0.85 \cdot 14.45 E^{-3} = 1196 \text{ kN}$$

$\Rightarrow F_{1-2} = F_2 = 1196 \text{ kN}$

Soletta tra la sezione B e C



tra B e C devo considerare uno sforzo  $F_{2-3}$ :  
 $F_{2-3} = F_2 + F_3$

- $F_2 = 1196 \text{ kN}$
- $F_3$  è la risultante delle tensioni in soletta: il cls non lavora, avremo una forza di trazione nell'ovattino  $F_3$