

ESTRUCTURES METÀL·LIQUES

Perfils:

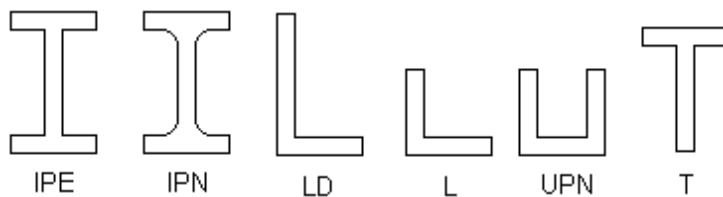
IPN = Bigues: Forma de I amb el cantell curbat (bigues en general)

IPE = Bigues: Forma de I amb el cantell recte (fàcil execució en obra, millor que IPN)

UPN = Bigues en canal (Us en formació de pilars i per tubs)

L = Bàsicament utilitzat en encabellades (cerchas)

Corrugats perfils formats amb formigó armat + acer



Conceptes:

Mòdul resistent Indica el moment màxim que poden resistir $\sigma_{m.x} = \frac{M}{W_x}$

Radi de gir Es relaciona amb el vinclament $\rho = \sqrt{\frac{I}{S}}$

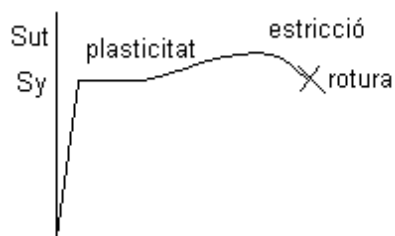
I = inèrcia, S = àrea

Per utilitzar perfil a compressió cal que radis gir en ambdós eixos no siguin dispars.

Us de xapes: amb estries ≤ 6 mm (utilitzades en escales, paviments i pretensades)

Llises Fins a 2 cm o més.

Corbes tensió – deformació



Es dissenya sempre al límit de fluència Sy

Tipus acers

A37 Es un material obsolet i no s'usa $S_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

A42 Es el més utilitzat $S_{ut} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $S_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$

A52 Acer d'alta resistència $S_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$

Si espessor $> 40 \text{ mm}$ cal reduir S_y degut a les esquerdes internes

Altres propietats de l'acer:

$E = 2'1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $G = 4'9 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$ $\nu = 0,33$

- Factors que afecten la corba tensió – deformació
 - Temperatura (Varia de forma parabòlica, perillós en T^a superior a 600°F)
 - Velocitat de càrrega
 - Tensions / deformacions residuals (provoquen fenomen deformació en fred)
 - Tensions cícliques (fatiga) (Definit a 10M cicles)
 - Espessor de l'element
 - Classe d'esforços
 - Espessor del material (presència d'esquerdes)
 - Estat de tensions (triaxial, vinclament)

ESTATS LÍMITS

Estat límit Condicionants que permeten dimensionar una estructura

- de servei
 - Fletxes màximes
 - Vibracions (Evitar coincidir amb periodos de vibració)
 - Danys a elements no estructurals (forjats, tabiqueria)
- últims (de ruptura)

Fletxes: TOTAL

Bigues de coberta: $L/250$ $L/200$

Bigues de $<5 \text{ m}$ de llum a forjats que no suportin parets: $L/300$ $L/250$

Bigues de $>5 \text{ m}$ de llum a forjats amb murs fàbrica: $L/400$

Ménsules o voladissos: $L/300$

Murs de fàbrica o apeos $L/500$

= fletxa deguda a càrregues permanents

= fletxa deguda a sobrecàrregues

= contrafletxa (fletxa imposada en la construcció)

L = llum de l'encabellada o de l'element constructiu

Límits a la deflexió horitzontal H

- Estructures aporticades sense pont grua $h/150$
- Estructures d'1 planta o estructures no porticades $h/300$
- Estructures aporticades amb pont grua $h/300$
- Estructures de més d'1 planta $h_{PIS}/300$

$h_{TOTAL}/500$

- Si el pendent de la coberta $< 3\%$ estudi especial

En la fletxa s'hi inclou el pes de l'aigua de la pluja per sobrecarrega per evitar colapse

Estats límits últims

- Majoració de les accions
 - Minoració de les resistències
- Càrregues permanents $N^* = 1'33 \cdot N$
 - Sobrecàrregues (neu + d'ús) $N^* = 1'33 \cdot N$
 - Accions del vent $N^* = 1'5 \cdot N$

Cal considerar diferents hipòtesis de càrrega per calcular l'evolvent de disseny

- Hipòtesis de càrrega

Servei:

- No es majoren **MAI** les càrregues

Ruptura:

- $1'33 \cdot CP + 1'5 \cdot SB + 1,5 \cdot Vent$
- $1'33 \cdot CP + 1'33 \cdot SB + 1'5 \cdot Vent$
- Sísmiques
- No es majoren les càrregues favorables com el postensat

ESGOTAMENT / CAPACITAT DEL MATERIAL

- Pèrdua d'equilibri (Deslliçament)
- Esgotament del material (Teoria de Von-Misses)
- Vinclament

Teoria de Von-Misses

Calculant Von-Misses podem saber l'esgotament del material

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_U = \frac{2600}{\gamma_A}$$

d'on $\gamma_A = 1$ per acers de límit elàstic garantit

$\gamma_A = 1.1$ per acers límit elàstic experimental o obtingut estadísticament

$$\sigma_{VM} = \sigma_E = \frac{\sigma_U}{\gamma_A}$$

Per estats últims de servei

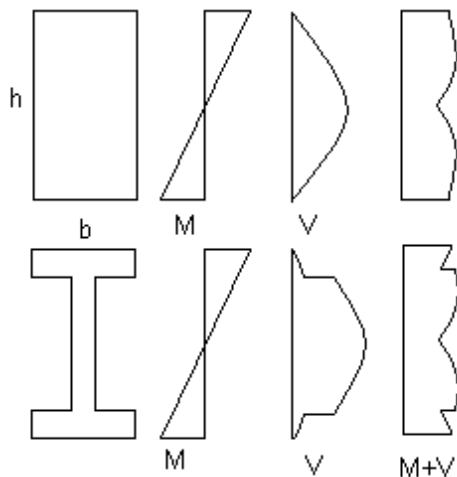
$$\sigma_{VM} = \sigma_E = \frac{\sigma_U}{\gamma_A * C_M}$$

Per càlcul de la resistència última

D'on C_M = Coeficient Majoració càrregues (1,5 ó 1,33)

Per la suposició de tallant pur tenim que:

$$\tau_{ULTIM} = \frac{2600}{\sqrt{3}} = 1500 \text{ Kg/cm}^2$$



Comparació efectes tallant Flexió

Tensions Principals

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Relació constants elàstiques

$E = 2G(1 + \nu)$ E =Mòdul Young, G =Mòdul de rigidesa ν = Poison

Tensions en bigues de secció circular:

$$(M) = \frac{32 * M}{d^3} \quad (N) = \frac{4 * F}{d^2} \quad (T) = \frac{16 * T}{d^3} \quad (V) = \frac{16 * V}{d^2}$$

d3 d2 d3 3 d2

Tensions en seccions rectangulars

$$(M) = \frac{6 * M}{bh^2} \quad (N) = \frac{F}{bh} \quad (V) = \frac{3 * V}{2bh}$$

bh2 bh 2bh

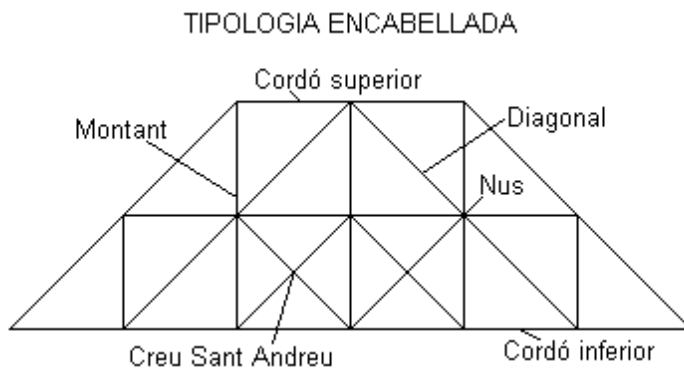
Deflexió

$$= \frac{PL^3}{48EI}$$

48EI

ESTRUCTURES TRIANGULADES (CERXES)

- **Perquè estructures triangulades?**
 - Reduïm la fletxa augmentant el cantell
 - El tallant és absorbit pels perfils inclinats
 - Es costós per llums petites, aconsellable $L > 8 \text{ m}$
 - Formada per unitats indeformables
- **Tipologia**



Vigues Cordons paralels (inferiors i superiors)

Pòrtic / Serxa Són dos conceptes diferents

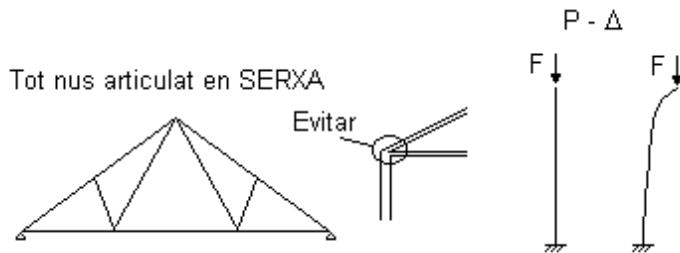
Marquesina Ménsula triangulada (voladiu triangulat)

- **Tipus de serxes**
 - Pratt: Totes les diagonals a tracció
 - Howe: Totes les diagonals a compressió
 - Warren: Serxa sense montantes

- Gelosia: Serxa a base de creus de sant andreu
- Palonceau: Serxa de gran pendent (utilitzada abans)

• Hipòtesis bàsiques d'una serxa

- Nusos articulats (Implica dimensionament a tracció – compressió i no per flexió)
- Càrregues aplicades als nusos (Evitar aparència de moments flectors)
- Anàlisi de primer ordre (Es fa l'anàlisi sense considerar desplaçaments)
- Contacte amb barres de les mateixes dimensions



- No P–delta (vinclament)

• Anàlisi estructural

Manual Hiperstàtiques : Mètode de Ritter, Mètode de Castigliano

No hiperstàtiques : Mètode Nusos, Mètode Seccions, Kross, Cremona

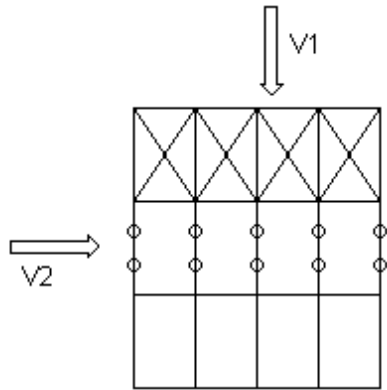
Ordinador Mètode Matricial

• Organització constructiva

- Solucions simètriques (evitar moments de 2on ordre)
- Cal que en el nus no hi hagi excentricitat
- Ús de perfils simètrics

Una nau industrial està formada normalment per serxes i corretges

- A cada 2 o 3 vans hi ha creus de Sant Andreu per arriostrament contra el vent
- La separació de corretges es funció de les planxes i és un valor fix, determinat
- La càrrega del vent l'absorbeix la serxa en la direcció frontal (V1) però desde V2, les creus de sant Andreu trasmeten el vent.



- **Separació entre corretges i pesos propis**

Separació (m) Pes propi (kg/m²)

Fibro – Ciment 1.15 " 1.2 16

Acer Galvanitzat 1.5 " 3 13

Alumini 1 " 3 2 " 4

Transllúcids 1.15 " 1.2 2 " 3

Corretges 5

- Encabellada (pes propi 7 " 10 kg/m²)
- Manteniment i neu (Sobrecàrrega 100 kg/m²) Es lo més habitual

- **Dimensionament de les serxes**

Es calculen a axial bàsicament, despreciant els moments flectors.

Si definim les tensions principals, l'estat d'esgotament és:

$$\sqrt{\sigma_i^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}} = \sigma_U$$

On:

$$\sigma = N/A + M_x/W_x$$

A partir de Wx i A es troba el perfil desitjat

- Perfils Utilitzats
- L's combinats de 2 ó 4 (normalment cordons inferiors i superiors)
- Perfils amb igual IX i IY per les diagonals a compressió / Tracció (U,L's)
- IPN's o IPE's
- Pels pilars és aconsellable utilitzar HEB

- **Normativa**

• ACCIONS GRAVITATÒRIES

Pesos específics de materials de construcció

- Formigó ordinari (2200 kg/m³)
- Acer (7900 Kg/m³)
- Sobrecàrregues d'us
- Neu [120 (normal) –200 (prensada o amarada) kg/m³]
- Oficines i comerços (200–300 kg/m²)

– Habitacions / vivendes (200 kg/m²)

- Accions de vent
- Pressió dinàmica de vent

$$W = v^2/16$$

Altura de coronació edifici		Velocitat del vent		Pressió (W)
Normal	Exposada	m/s	km/h	kg/m ²
de 0–10 m	-----	28	102	50
de 11–30 m	-----	34	125	75
de 31–100 m	de 0–30 m	40	144	100
> 100 m	de 31–100 m	45	161	125
-----	> 100 m	49	176	150

- Sobrecàrrega de vent

Es calcula $SV = c \cdot W$ (coeficient * Pressió dinàmica)

En una construcció tancada s'obté el coeficient eolic (c) segons aquesta taula:

Angle de Incidència	Superfícies planes		Superfície corbes riguroses		Superfície corbes llises	
	a barlovent	a sotavent	a barlovent	a sotavent	a barlovent	a sotavent
90°–0° (repòs)	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4
90° (corrent)	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4
80° (corrent)	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4
70° (corrent)	+0,8	–0,4	+0,8	–0,4	+0,4	–0,4
60° (corrent)	+0,8	–0,4	+0,4	–0,4	0	–0,4
50° (corrent)	+0,6	–0,4	0	–0,4	–0,4	–0,4
40° (corrent)	+0,4	–0,4	–0,4	–0,4	–0,8	–0,4
30° (corrent)	+0,2	–0,4	–0,8	–0,4	–1,2	–0,4
20° (corrent)	0	–0,4	–0,8	–0,4	–1,6	–2,0
10° (corrent)	–0,2	–0,4	–0,8	–0,4	–2,0	–2,0
0° (corrent)	–0,4	–0,4	–0,4	–0,4	–2,0	–2,0

Es considera una pressió uniforme en el pilar, de cares a calcular accions de vent.

- Coeficient eòlic d'esveltesa

En edificis esvelts cal aplicar coeficients d'esveltesa segons altura h i amplada b.

Esveltesa	de 1 a 5	de 10 >	>60
h/b o b/h			
Factor eolic	1	1,25	1,5

• PECES SOTMESES A COMPRESSIÓ

- **Espessor mínim de peces a compressió (PANDEIG LOCAL)**

Independentment del pandeig de la peça, es precis evitar el pandeig local de peces. Es fixen uns límits d'espessor pels elements plans constituents, segons la formula:

$$\frac{h}{e} \leq \eta \sqrt{\frac{2400}{\sigma_U}}$$

U = Resistència última, η = coeficient de pandeig local

h = altura de la secció; e = espessor de la secció. A bruta = àrea cordó comprimit

B2 = Longitud costat petit desigualment rigiditzat; B1 = longitud costat gran rigiditzat

LIMIT DE L'ESPESSOR EN PECES COMPRIMIDES			
elements plans de les peces			Esveltesa
Amb un costat no rigiditzat			Coeficient δ
			$\delta \leq \delta_{lim}$
			$\delta > \delta_{lim}$
Amb 2 costats igualment rigiditzats			$\delta \leq \delta_{lim}$
			$\delta > \delta_{lim}$
Amb 2 costats desigualment rigiditzats			$\delta \leq \delta_{lim}$
			$\delta > \delta_{lim}$

- Cal que es compleixi que la distància entre roblons, presilles, tornillos i soldadures sigui aquesta:

$S \leq 15 \cdot i_{MIN}$ (on i_{MIN} = radi de gir mínim del perfil, es troba als prontuaris)

• **CÀLCUL DE LES PECES SOL·LICITADES A COMPRESSIÓ (PANDEIG)**

El càlcul de peces rectes sotmeses a compressió es fa igual considerant la barra biarticulada sense impediments, es considera que no pandeja per torsió.

La fórmula aplicable és:

$$\frac{N \cdot \omega}{A_{BRUTA}} \leq \sigma_U$$

N = esforç normal ponderat, ω = coeficient de pandeig

$$\lambda = \frac{L_p}{i} = \frac{\beta * L}{i}$$

L_p = Longitud de pandeig, β = Coeficient de rigidesa de la barra

a Partir de (a partir d'una taula adjunta)

TAULA DE COEFICIENTS δ	
TIPUS DE LLIGADURA	δ
Barra empotrada–Empotrada	0,5
Barra Empotrada–Articulada	0,707
Barra Biarticulada	1
Mitja barra biempotrada	1
Barra Empotrada–Lliure	2
Barra d'una encabellada	2 – 4,29
Barra Articulada–Lliure	4,29

- El radi de gir cal agafar-lo perpendicular de l'eix al qual es treballa, és el radi de la secció bruta de la peça respecte l'eix d'inèrcia considerat
- El coeficient depèn de les condicions dels extrems de la barra i de la llei de variació de les compressions al llarg de la directriu d'aquesta barra

TAULA DE COEFICIENT DE PANDEIG DE L'ACER A42B										
δ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
30	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,1	1,1	1,11	1,12	1,12
50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,2	1,21
60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,3	1,31	1,33
70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,4	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,6	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29
110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,6	2,64
120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,9	2,94	2,98	3,02
130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,4	3,45
140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91
150	3,96	4	4,05	4,1	4,15	4,2	4,25	4,3	4,35	4,4
160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93
170	4,99	5,04	5,1	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49
180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09
190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,4	6,44	6,53	6,59	6,65	6,72
200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08
220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,8
230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57

240	9,64	9,72	9,8	9,88	9,96	10,04	10,12	10,2	10,28	10,36
250	10,44	no es aconsellable utilitzar barra amb $\delta > \delta_{\delta\delta}$								

• **PANDEIG EN ESTRUCTURES TRIANGULADES (ENCABELLADES)**

BARRES D'ESTRUCTURES TRIANGULADES

TIPUS BARRA

δ (pla estructura)

δ (pla perpendicular)

Cordó comprimit (superior o inferior)

1

1

Diagonals extremes

1

1

Montants i diagonals interiors

0,8 (1 per seguretat)

1

Creu de Sant Andrés

Es considera fix

$[1-0,75(N1D2)/(N2D1)]^{1/2}$

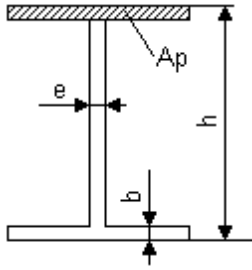
Cordó amb nus mig no immobilitzat

No es considera

$0,75+0,25(N2/N1) < 1$

PECES SOTMESES A FLEXIÓ

• **SECCIONS OPTIMES DE PECES SOTMESES A FLEXIÓ**



A_p = àrea platabandes

Criteri de resistència

La biga ha de resistir un moment M^* , a partir d'aquí es calcula W_x

$$W_x = M^* / \sigma_u$$

i també fixem la relació $\beta = h/e$

(normalment $\beta = 0,014$ però $\beta > 0,006$)

$$I = I_{\text{anima}} + I_{\text{plat}} = eh^3/12 + 2A_p * (h/2)^2$$

es calcula h i e a partir de I i W_x

$$W_x = \beta h^3/6 + A_p * h$$

$$\text{per tant } A_p = W_x/h - \beta h^2/6$$

Càlcul àrea platabandes

d'aquí es troba que l'altura òptima és:

$$h_{OPT} = \sqrt[3]{3W_x/2\beta}$$

llavors $A_p = 0,5 * A_a$ on A_a = àrea l'ànima, d'aquí obtenim e

Criteri de Fletxa

En aquest cas partim d'una I prefixada d'una I (inèrcia) determinada per condicions de deformació. Les equacions de fletxa es busquen als prontuaris.

$$I = I_{\text{anima}} + I_{\text{plat}} = eh^3/12 + 2A_p * (h/2)^2$$

$$A_p = 2I/h^2 - \beta h^2/6$$

$$A_T = A_a + 2 * A_p = \beta h^2 + 2 * (2I/h^2 - \beta h^2/6)$$

A partir d'aquí deduem l'altura òptima:

$$h = \sqrt[4]{6I/\beta}$$

A partir d'aquí $A_T = Aa + 2 * A_p = \beta h^2 + \beta h^2 / 3 = 4\beta h^2 / 3$

a partir d'h s'obté e (amb) i a partir d'aquí Ap i AT.

• PERFILS AMB ALES COMPRIMIDES (CORDONS COMPRIMITS)

Les platabandes que constitueixen l'àrea comprimida d'una biga armada, que satisfaci les següents condicions no cal que es comprovi a vinclament local.

- ala amb el costat lliure (sense rigiditzar)

$$b/e \leq 15 * \sqrt{2400/\sigma_u}$$

b = ½ llargada cordó comprimit, e = espessor cordó comprimit

- ala amb costat rigiditzat

$$b/e \leq 15 + 30 \sqrt{a/g} \sqrt{2400/\sigma_u}$$

b i e els mateixos que a)

a = altura rigiditzador, g = altura desde centre gravetat perfil al cordó comprimit

- ala entre 2 ànimes (perfils compostos)

$$c/e \leq 45 * \sqrt{2400/\sigma_u}$$

c = distància entre ànimes, e = espessor cordó comprimit.

• Unió platabandes – ànima

La unió de les platabandes als angulars o a l'ànima, es calculen per resistir la força de desgarrament longitudinal H*, que per unitat de longitud val:

$$H^* = T^* * S_x / I_x \quad T^* / h_A$$

Ha = altura ànima

T* = Esforç tallant ponderat, per calcular la força de desgarrament.

• CÀLCUL DE TENSIONS

• Per seccions en I (IPN's i IPE's)

En cas de bigues amb 2 platabandes i 1 ànima de secció Aa, quan la platabanda més petita representi, almenys, el 15% de la secció total, es pot admetre com a tensió tangencial per tots els punts de l'ànima el valor:

També aplicable en bigues tipus caixó on Aa = àrea de les ànimes

$$\tau^* = \frac{T^*}{A_a}$$

Aa = àrea de l'ànima, T = tallant ponderat

• Flexió simple de perfils laminats

En cas de flexió simple les fórmules es redueixen a:

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W_x}$$

$$\tau^* = \frac{T^*}{A_a}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} \quad \sigma_U$$

• Dimensionament de les platabandes de reforç

En bigues de certa llum, pot ser convenient utilitzar 1 o més platabandes de longituds adequades per que el diagrama de moments absorbits per cada secció envolti el diagrama de moments sol·licitants. Aplicable a perfils reforçats amb platabandes

Cal que les platabandes s'extinguin de manera que les **soldadures** que les uneixen a l'ala puguin **absorbir l'esforç F1* canalitzat**

Al llarg de la zona en què la platabanda es necessària, cadascuna de les **soldadures** d'unió platabanda – ala, han de **resistir l'esforç F2***

$$F_1^* = \frac{M_1^* A p^* y}{I}$$

$$F_2^* = \frac{Q^* A p^* y}{2 * I}$$

Q* = esforç tallant de la secció

y = distància desde eix de gravetat secció a eix gravetat de la platabanda

• Càlculs de fletxes en bigues a flexió

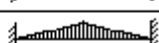
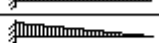
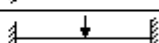
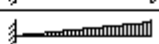
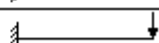
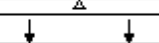
Pel càlcul de la fletxa màxima d'una biga es calcula amb el moment d'inèrcia total

- La fletxa f en el centre del vano d'una biga de secció constant recolzada i perfil simètric de cantell h i llum l és calculable a partir de la fórmula següent:

$$f(mm) \propto \frac{\sigma(kg/mm^2) * l^2(m^2)}{h(cm)}$$

on f = fletxa, = coeficient que depen de la classe de recolzament i tipus càrrega

= tensió màxima produïda pel màxim moment flector sense majorar en kg/mm²

Classe Sustentació i tipus carga	α
	1,000
	0,800
	0,300
	0,250
	0,340
	2,380
	1,930
	0,400
	2,650
	3,180
	0,415
	0,448

LIMITACIONS DE FLETXA

Bigues o biguetes de coberta	L/250
Bigues <5 m. llum i biguetes de forjat	L/300
Bigues >5 m llum sense murs fàbrica	L/400
Bigues i biguetes forjat amb murs fàbrica	L/500
Ménsules i voladís en extrem lliure	L/300
Altres elements sol·licitats a flexió	L/500

• PANDEIG LATERAL

Una viga només flecta en el seu pla quan el pla de les càrregues conté un dels eixos principals de la secció, o quan, sense complir-se això, hi ha certs posicionaments constructius que coaccionen la flexió.

En els perfils laminats el moment d'inèrcia a l'eix normal és molt més gran que en l'eix de l'ànima, i pot fer que una viga carregada amb càrregues verticals, si no està **arriostrada convenientment** pot flectar transversalment.

- Cal comprovar-lo només en perfils no laminats o calculats explícitament
- MÈTODE DEL MOMENT CRÍTIC

Una biga té pandeig lateral quan el moment aplicat superi el moment crític

$$M^* < M_{CR}$$

M^* = Moment màxim ponderat que actua sobre la biga o tram de biga

$$M_{CR} = \frac{K_1 K_2 \pi}{l} * \sqrt{E I_Y G I_p}$$

Per bigues de secció rectangular

E = Mòdul de Young ($2,1 \cdot 10^6$ kg/cm²); G = Mòdul de Rigidesa ($8,1 \cdot 10^5$ kg/cm²)

I_Y = Inèrcia respecte l'eix Y, I_P = Inèrcia polar o torsional

K_2 = Coeficient de cota d'aplicació de càrrega (agafi's $K_2 = 1$)

K_1 = Funció de distribució de càrregues al llarg de l'eix longitudinal de la biga

- Si la tensió deguda al moment crític verifica que:

$$\sigma_{CR} = \frac{M_{CR}}{W_X} \quad 0,8 * \sigma_U = \sigma_P$$

on p = Límit proporcionalitat de l'acer

Llavors caldrà fer una correcció:

$$M_{CR,R} = K_R * M_{CR}$$

on K_R = Coeficient de tensió crítica ideal que es troba tabulat

Llavors cal comprovar que:

$$M^* \quad M_{CR,R} = K_R * M_{CR}$$

VALORS DEL COEFICIENT K1 DEL MOMENT CRITIC	
Tipus de càrregues	K1
Moment uniforme al llarg de la biga	1,00
M1 = M, M2 = 3M/4 (disminució 1/4 moment)	1,14
M1 = M, M2 = M/2 (disminució 1/2 moment)	1,31
M1 = M, M2 = M/4 (disminució 3/4 moment)	1,56
M1 = M, M2 = 0 (Moment equilibri reaccions)	1,77
M1 = M, M2 = -M/4 (1/4 moment antimètric)	2,28
M1 = M, M2 = -M/2 (1/2 moment antimètric)	2,33
M1 = M, M2 = -M (Moment antimètric)	2,56
Càrrega uniformement repartida q (articulat)	1,13
Càrrega uniformement repartida q (empotrat)	1,30
Càrrega puntual al mig barra articulada	1,35
Càrrega puntual a 1/4 barra articulada	1,44
Càrrega puntual al mig barra biempotrada	1,70
Voladiu amb càrrega puntual a l'extrem lliure	1,28
Voladiu amb càrrega uniformement repartida	2,04
2 Càrregues a L/4 i 3L/4 biga d'igual valor	1,04

TAULA DETERMINACIO KR DEL MOMENT CRITIC					
Tcritica Ideal	Kr		Tcritica Ideal	Kr	
	A42B	A52B		A42B	A52B
2100	0,999	1	4000	0,602	0,8
2200	0,98	1	4200	0,576	0,768
2300	0,953	1	4400	0,552	0,738
2400	0,926	1	4600	0,53	0,71
2500	0,898	1	4800	0,509	0,684
2600	0,872	1	5000	0,49	0,66
2700	0,846	1	5500	0,448	0,606
2800	0,821	1	6000	0,413	0,56
2900	0,798	0,999	6500	0,383	0,518

3000	0,775	0,987	7000	0,357	0,485
3200	0,734	0,95	8000	0,314	0,428
3400	0,696	0,91	10000	0,253	0,346
3600	0,662	0,872	20000	0,128	0,177
3800	0,631	0,835	99999	0,026	0,036

ABONYEGAMENT DE L'ÀNIMA EN BIGUES D'ALMA PLENA

S'estudia l'abonyegament de l'ànima quan aquesta té els seus 4 costats firmament immobilitzats, és a dir, entre platabandes i rigiditzadors transversals, o entre rigiditzadors longitudinals i transversals, **sempre que el rigiditzador sigui ultrarígid.**

Es suposa, en el cas de flexió simple, que les tensions normals i tallants dels rectangles formats són iguals i de signe oposat, donat que la distància entre rigiditzadors transversals és petita comparada amb la llum de la biga.

• RIGIDITZADORS ULTRARÍGIDS

• Rigiditzador transversal

Perquè sigui ultrarígid ha de complir que:

$$I_R > 1,5 * \frac{h_A}{50}^4$$

hA = altura / distància entre rigiditzadors

Ir = s'agafa respecte a un eix contingut en el pla de simetria de l'ànima

• Rigiditzador longitudinal

El moment d'inèrcia mesurat respecte el pla de simetria de l'ànima, ha de complir que:

$$I_R > h_A e^3 (2,4\alpha^2 - 0,13)$$

on $\alpha = \frac{d}{h_A}$

e = espessor, d = distància rigiditzadors

Perquè pugui considerar-se com a ultrarígid.

• COMPROVACIÓ A L'ABONYEGAMENT

• En bigues sotmeses a flexió simple no caldrà comprovar l'abonyegament si:

$$\beta = \frac{e}{h} \leq 0,014$$

per acer A42B ó 0,016 en acer A52B

e = espessor de l'ànima, h = altura ànima. Els perfils laminats no cal comprobar-los

• Es consideren independentment diferents rectangles compresos entre:

- Els 2 cordons de la peça i 2 rigiditzadors transversals **ultrarígid**s
- Entre 2 rigiditzadors transversals i longitudinals, ambdós **ultrarígid**s

Aquests rectangles es consideren simplement recolzats en els 4 costats

• **Tensió crítica abonyegament**

$$\sigma_I = K_1 \sigma_E$$

(rectangle sotmès a tensions normals)

$$\tau_I = K_2 \sigma_E$$

(rectangle sotmès a tensions tallants)

on E = Tensió d'Euler

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} * \frac{e^2}{h_A^2} = 189,8 * 10^4 \frac{e^2}{h_A^2}$$

en el cas dels acers

K_1 i K_2 són coeficients d'abonyegament que s'obtenen d'una taula

El coeficient es defineix com:

$$= d/h_A$$

on h_A = altura del rectangle considerat i d = distància del rectangle considerat

CAS	TIPUS TENSIONS	TENSIO	Domini	coef. Abollament			
1	Tensions de compressió amb llei de repartiment tracció i compressió, $0 < \delta < 1$	I δ K δ E	$\delta > \delta$ $\delta \delta \delta$	$K_1 = \frac{10,5 - \delta}{(1 - \delta)^2} * \frac{1}{2,63}$			
2	Tensions de tracció i compressió, linials, amb predomini de compressió $-1 < \delta < 0$	I δ K δ E		$K_1 = (1 + \delta k' - \delta K'' + 12,5\delta(1 + \delta))$ sient K' el coeficient en el cas 1 i K'' el coeficient en el cas 3			
3	Tensions de tracció i compressió, linials, iguals o amb predomini de tracció $\delta \delta \delta$	I δ K δ E	$\delta > \delta$ 0,667	$K_1 = 29,9$			
						$\delta \delta$ 0,667	$K_1 = 19,84 + 2,34/\delta^2 + 10,75 * \delta^2$
			4	Tensions tallants repartides uniformement	$\delta I \delta$ K $\delta \delta I$	$\delta > \delta \delta$	$K_2 = 6,68 + 5/\delta^2$
						$\delta \delta \delta$	$K_2 = 5 + 6,68/\delta^2$

• Càlcul de la tensió de comparació ideal

Quan sobre un rectangle actuin tensions normals i tallants, es calcularà la tensió de comparació ideal d'abonyegament, el seu valor és:

$$\sigma_{COI} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}}{\frac{1+\Psi}{4} \frac{\sigma_1^*}{\sigma_I} + \sqrt{\frac{3-\Psi}{4} \frac{\sigma_1^{*2}}{\sigma_I^2} + \frac{\tau^{*2}}{\tau_I^2}}}$$

d'on el numerador correspon a la tensió de Von-Misses. Per simplificar s'utilitza el tallant màxim i la tensió normal màxima del rectangle (no d'un punt en concret)

* = Tensió normal màxima, * = tensió tallant màxima

$$\sigma_I = K_1 \sigma_E$$

$$; \tau_I = K_2 \sigma_E$$

Tensions crítiques d'abonyegament

= relació entre tensió / compressió en la secció considerada

- flexió simple = 0
- compressió total = 1 Entre el 1 i el -1 s'estableixen totes les relacions
- tracció total = -1 entre esforços axials i moments flectors

• COMPROVACIÓ FINAL

En tot rectangle, en el domini elàstic (COI < 0,8* U) cal que es compleixi

$$\sigma_{COI} > \sigma_{CO} = \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}$$

on aquestes tensions estan descrites anteriorment

- Si estem en el domini anelàstic, cal utilitzar la següent fórmula

$$\sigma_{COR} = \sqrt{K_R} * \sigma_{COI}$$

on Kr està definit a la pàgina 12, apartat moment crític

cal complir que:

$$\sigma_{COR} > \sigma_{CO} = \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}$$

UNIONS CARGOLADES (ROSCADES)

- Els cargols ordinaris i calibrats estan normalitzats, la seva distinció es basa en les seves característiques geomètriques i en la seva col·locació

– Cargol ordinari: $\phi_{FORAT} = \phi_{CANYA} + 1$

- Cargol calibrat $\phi_{FORAT} = \phi_{CANYA}$
(utilitzats en nusos rígids)

- **Dimensionament dels cargols**

$$A_N = \frac{\pi \phi_3^2}{4}$$

$$A_R = \frac{\pi}{4} \frac{\phi^3 + \phi^2}{2}^2$$

Ar = Àrea resistant de la rosca

A_n = Àrea neta del nucli; d_i = diàmetre interior de la rosca

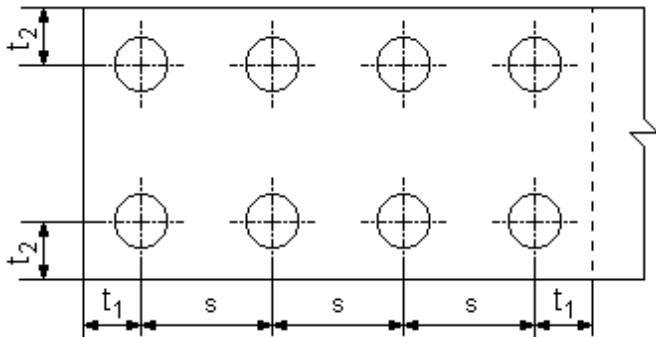
Cargols i les rosques	Tipus d'acer de perfils a ajuntar	Tipus d'acer dels cargols	Resistència a la tracció (kg/mm2)		Límit de fluència (kg/cm2)	Allargament màxim (ductilitat)	Duresa Brinell										
							min	màx			min	màx					
	Ordinadis		A 37	A 4.6			40	50	2400	25	110	170					
			A 42														
	Calibrats		A 37	A 5.6					50	70			3000	20	145	215	
			A 42														
			A 52														

El moment torsor que cal aplicar a un cargol és:

$$T = K \cdot d \cdot N = 0,18 \cdot \phi_{NOMINAL} \cdot N$$

N = axial, K = 0,18 – 0,20

- Disposicions constructives



- les distàncies s entre centres de forats de diàmetre a , que uneixin peces, l'espessor mínim de les quals

és e, compliran les restriccions següents:

Valor mínim: s " 3,5 ROSCA

Valor màxim: s " 8 ROSCA; s " 15e

- les distàncies t entre centres de forats i els bordes compliràn el següent:

Valor mínim – borde frontal t1 " 2a

– borde lateral t1 " 1,5a

Valor màxim a qualsevol borde t1, 2 " 3a,6e

- Orientativament, es recomana escollir el diàmetre del cargol segons:

$$\phi_{CANYA} = \sqrt{5e} - 0,2$$

e = espessor menor de les peces a unir

CANYA = diàmetre de l'espiga (canya) del cargol

- l'espessor de les peces unides no pot excedir els següents valors:

• Cargols ordinaris $e \leq 4,5\phi_{CARGOL}$

• Cargols calibrats $e \leq 6,5\phi_{CARGOL}$

- **Limitacions en el n° de cargols**

- Les unions han de tenir, com a mínim, 2 cargols
- Com a màxim es col·locaran 5 cargols en una mateixa fila paral·lela en direcció a l'axial a que està sotmesa la peça

Resistència de les unions roscades

Les unions poden classificar-se segons la forma de transmissió de càrregues

- Tallant: Quan es transmet per contacte entre xapa i canya
- Tracció: Quan les transmet per contacte entre perfil i el cap de l'element d'unió

- **Cargols sol·licitats per un esforç normal al seu eix**

El fallo per trencament d'una unió en un esforç normal es produeix per:

- ruptura a tracció de la xapa
- ruptura a tallant d'una o més seccions del cargol
- per aplastament de la xapa i/o flexió de l'espiga per pressió entre les dues
- Per desgarrament de la xapa

El seu càlcul es basa en les tensions normals d'esgotament, amb coeficient correctors per tenir en compte possibles desviacions entre hipòtesis i comportament real.

$$\sigma_{XAPA}^* = P^* / A_N$$

P = sol·licitació ponderada; An = secció neta de la xapa

$$\tau_{CARGOL}^* = P^* / A$$

A = Area de la secció de l'espiga del cargol

• Esgotament del cargol per aplastament

Per no tenir aplastament entre xapa i espiga del cargol, la sol·licitació en un cargol no pot sobrepassar els següents valors:

- Cargols Ordinaris 2 U*e* FC
- Cargols calibrats 2,5 U*e* FC
- Cargols Alta Resistència 3 U*e* FC

On e = menor espessor element a unir, FC = diàmetre forat del cargol

La tensió s'agafa la de l'acer que forma l'estructura

• Esgotament del cargol per tallant

Per no tenir esgotament del cargol a tallant, la sol·licitació no pot passar aquest valor:

- Cargols Ordinaris 0,65 T*N*A
- Cargols Calibrats 0,8 T*N*A

On N = n° seccions transversals que aguanten el tallant (Agafi's N = 2)

A = Àrea de la secció de l'espiga del cargol $A = \pi \phi_{ESPIGA}^2 / 4$

T = Resistència de càlcul del cargol

Acer 4.6 T = 2400 Kg/Cm2

Acer 5.6 T = 3000 Kg/Cm2

• Esgotament del cargol treballant a tracció

No és molt habitual, però es considera la que dóna el següent producte:

0,8* T*AR on AR = Àrea resistent del cargol (taules)

Si el cargol treballa a tracció i tallant simultàniament es considera:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \sigma_T$$

on T = tensió de càlcul donada abans

- **Tensió d'esgotament d'un cargol d'alta resistència**

Si el cargol està sotmés a un esforç perpendicular al seu eix, es considera:

$$\sigma_T = 1,07 * N_o \mu * n$$

on N_o = esforç de pretensat ($0,80 * A_N * S_y$)

= coeficient de fricció (que s'adopten els següents valors :

0,3 superfícies sense tractaments i per qualsevol tipus d'acer

0,45 (acer A-37); 0,52 (acer A-42); 0,60 (acer A-52)

- **Grups de cargols sol·licitats per un moment flector**

L'esforç d'un element de secció A , a una distància c del centre de gravetat és:

$$F_M^* = \frac{M^* d_M A_M}{I} = \frac{M^* d_M A_M}{A_M D_M^2}$$

Aquest valor de F_m s'utilitza per comprovar el cargol d'alta resistència, considerant únicament, en els casos normals, els situats a la zona de tracció.

Si una biga angular (L o T) enllaçada per una de les seves ales està sotmesa a tracció no caldrà considerar el moment excèntric si es verifica que:

$$\sigma^* = \frac{1,25 N^*}{A_N} \leq \sigma_U$$

UNIONS SOLDADES

- **Soldadures angulars. Comportament i disposicions constructives**

L'esforç que actua sobre un cordó pot ser

- paral·lel (cordons paral·lels)
- perpendicular (cordons frontals)
- oblic

La disposició de tensions varia amb aquesta posició relativa, i així la resistència

- Condicions d'esgotament

- Cordó lateral ($0,75 * U$)
- Cordó frontal ($0,85 * U$)

Pel càlcul es considera repartiment uniforme de tensions, rigidesa infinita de peces unides, per tant, hi ha uns condicionaments dimensionals:

- En unions d'elements plans el valor màxim de la **gola d'una soldadura** és de:

A " $0,7e_{MIN}$ on e_{MIN} és l'espessor mínim de les peces a unir

Es recomana que la gola no sigui major, respectant també els mínims:

Espessor peça (mm)	Gola soldadura (mm)		
		mínima	màxima
4 – 6	2,5	2,8 – 4,2	
6,1 – 8	3,0	4,2 – 5,6	
8,1 – 10	3,5	5,6 – 7	
10,1 – 12	4,0	7 – 8,4	
12,1 – 14	4,5	8,4 – 9,8	
14,1 – 16	5,0	9,8 – 11,2	
16,1 – 18	5,5	11,2 – 12,6	
18,1 – 20	6,0	12,6 – 14	
20,1 – 24	6,5	14 – 16,8	
24,1 – 28	7,0	16,8 – 19,6	
28,1 – 32	7,5	19,6 – 22,4	
32,1 – 36	8,0	22,4 – 24,2	

• longitud d'una soldadura

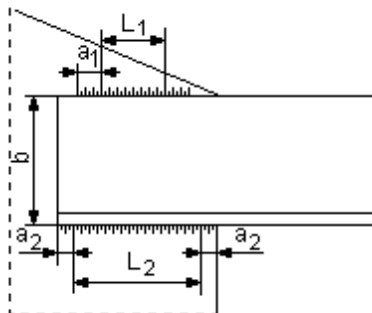
La longitud eficaç d'una soldadura lateral en la unió d'una barra d'amplada b que trasmet un axial estarà compresa entre els següents valors:

– Valor mínim $l \geq 15a$ (a = gola de la soldadura)

$l \geq b$ (b = amplada barra)

– Valor màxim $l \leq 60a$ (a = gola de la soldadura)

$l \leq 12b$ (b = amplada barra)



- Es recomana unir tota soldadura frontal amb soldadures laterals, si existeixen, i si no, prolongar-la en les parts laterals en una longitud igual a 4 vegades la gola
- La longitud eficaç l de cada soldadura d'una unió discontinua tindrà el següent:

Valor mínim l " 5 a o bé 40 mm (a = gola soldadura)

- La separació s entre soldadures d'una unió discontinua, essent e el mínim espessor dels perfils a unir, tindrà el següent:

Valors màxims

- Barres a compressió (s " 15 e)
- Barres a tracció (s " 25 e)
- En tot cas, mai superior a 300 mm

- **Resistència de les soldadures**

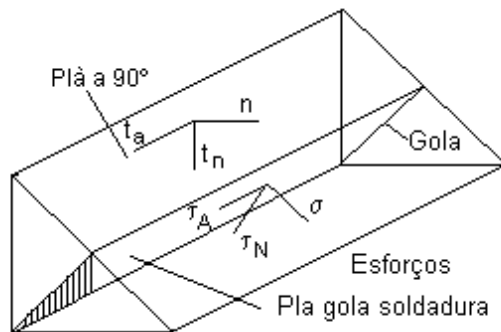
- Resistència de les soldadures tope

Una soldadura que uneix dos peces i que l'espessor no sigui mínim que la peça més prima, no es comproba. Per estructures particulars, tenir en compte especificacions.

- **Resistència de soldadures angulars**

El criteri de seguretat per una soldadura angular és el següent:

$$\sigma_{CO} = \sqrt{\sigma^*{}^2 + 1,8(\tau_N^*{}^2 + \tau_A^*{}^2)} \quad \sigma_U$$



* = tensió normal ponderada, referida al pla de la gola

N* = tensió tangencial ponderada, normal a l'aresta, referida al pla de la gola

A* = tensió tangencial ponderada, paral·lela a l'aresta, referida al pla de la gola

U = Resistència de calcul de l'acer (2600 kg/cm²)

- Es supodra que en la secció transversal del cordó, la component normal és nula

Normalment en el càlcul de tensions s'obtenen les tensions:

t_n, t_a, n referides al pla que està a 90° (o sigui el pla de darrere)

$$n = \frac{\sqrt{2}}{2} (\sigma + \tau_N)$$

$$\sigma = \frac{\sqrt{2}}{2}(n + t_N)$$

$$t_N = \frac{\sqrt{2}}{2}(\sigma - \tau_N)$$

$$\tau_N = \frac{\sqrt{2}}{2}(n - t_N)$$

$$t_A = \tau_A$$

així l'esgotament es expressable:

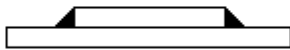
$$\sqrt{1,4(n^2 + t_N^2) - 0,8n t_N + 1,8t_A^2} \quad \sigma_U$$

Resistència d'un conjunt de cordons de soldadura

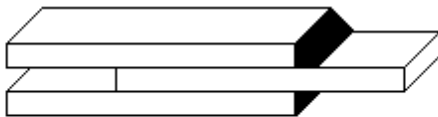
UNIONS PLANES

TRACCIO EN SOLDADURES

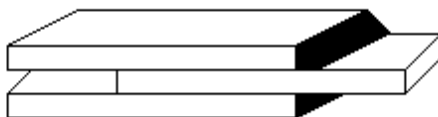
LATERAL



FRONTAL

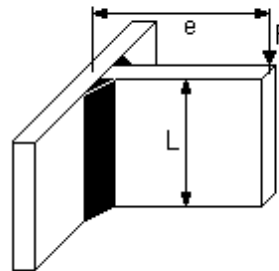


OBLICUA

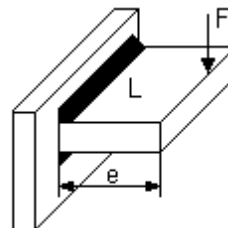


FLEXIÓ EN SOLDADURES

Soldadures frontals longitudinals



Només soldadures frontals transversals



Tracció

- Només soldadures laterals

$$\frac{F^*}{0,75^* a L}$$

- Només soldadures frontals

$$\frac{F^*}{0,85 * a L}$$

- Només soldadura oblicua

$$\frac{F^*}{\beta * a L}$$

soldadura	
0 °	0,75
30 °	0,77
60 °	0,81
90 °	0,85

- Combinació de soldadures frontals i laterals
- si LLATERAL > 1,5 h (cantell biga)

Només es consideren els cordons laterals, la soldadura frontal no actua

- Si 0,5 h < LLATERAL < 1,5 h

$$F_{m\grave{a}x} = KF1 + F2$$

$$F1 = L1a1 U \text{ (Soldadures frontals i obliques)}$$

$$F2 = 0,75 a2L2 U \text{ (Soldadures laterals)}$$

El factor K es defineix per:

$$K = \frac{1}{1 + 2 \sin^2 \theta}$$

on θ = angle de soldadura oblicua

Cal complir-se:

$$F^* \leq F_{M\grave{A}X}$$

- Cal evitar cordó de soldadura en l'extrem on s'acaba la biga
- Per LLATERAL < 0,5 h

$$F_{m\grave{a}x} = F1 + 0,33 * F2$$

$$F1 = L1a1 U \text{ (Soldadures frontals i obliques)}$$

$$F2 = 0,75 a2L2 U \text{ (Soldadures laterals)}$$

Cal complir-se:

F* " FMÀX

- FLEXIÓ

- Només en soldadures frontals longitudinals

Ha de complir-se : $\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 1,8(\tau_N^{*2} + \tau_A^{*2})} \quad \sigma_U$

D'on

$$\begin{aligned}\sigma^* &= \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{aL^2} \\ ; \quad \tau_N^* &= \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{aL^2} \\ ; \quad \tau_A^* &= \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{F^*}{2aL}\end{aligned}$$

a = gola soldadura; L = longitud soldadura; e = distància força a eix; F = força

si e >> L

$$\sigma_{co} = 3,55 \frac{F e}{2a L}$$

- Només en soldadures frontals transversals

$$\begin{aligned}\sigma^* &= \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{W} \\ ; \quad \tau_N^* &= \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{W}\end{aligned}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 1,8(\tau_N^{*2} + \tau_A^{*2})} \quad 1,18 \frac{F^* e}{W} \quad \sigma_U$$

on e = braç de palanca força-soldadura; W = mòdul resistent soldadura, h = cantell

si e >> h

$$\sigma_{co} = 1,18 \frac{F^* e}{h a L}$$