

Capítol 2

Dimensionament d'estructures lleugeres d'acer galvanitzat

El propòsit del present capítol és proporcionar una visió global dels mètodes de càlcul de les estructures metàl·liques lleugeres, centrant-se en la principal eina més comunament utilitzada, com és l'*Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General Rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting*. [13]. Es realitza un resum dels mètodes i equacions que s'hi proposen, donant especial rellevància a aquells que s'han tingut en compte en els posteriors capítols de la tesina

2.1. Estats Límits de Servei segons l'Eurocode-3

Els estats límits de servei tenen per objectiu limitar la deformabilitat de l'estructura per evitar que aquesta perdi els requisits funcionals i estètics adequats al seu ús. En el cas de les estructures metàl·liques lleugeres, aquesta és una comprovació força rellevant degut a l'elevada deformabilitat del material, que es veu potenciada per la lleugeresa seccional de les estructures que són objecte del present estudi.

Els estats límits de servei fixats per l'*Eurocode-3* [13] limiten:

- Deformacions o fletxes que afecten a l'aparença o a l'ús eficaç de l'estructura (incloent el mal funcionament de màquines o serveis)
- Vibracions, oscil·lacions o inclinacions que causen incomoditat als ocupants de l'edifici o danys al seu contingut
- Danys a acabats o elements no estructurals degut a deformacions, fletxes, vibracions, oscil·lacions o inclinacions

Aquests paràmetres es trobaran a partir d'uns valors de càlcul de les propietats del material que el mateix *Eurocode-3* proporciona i que es representen a la següent taula:

PROPIETAT	SÍMBOL	VALOR DE CàLCUL
Mòdul d'elasticitat	E	210 000 MPa
Mòdul d'elasticitat transversal	G	$E / 2(1 + \nu)$
Coefficient de Poisson	ν	0.3
Coefficient de dilatació tèrmica lineal	α	$12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densitat	ρ	78.5 kN/m ³

Taula 2.1. Valors de càlcul de les propietats de l'acer. [13]

La definició dels límits en les fletxes ha de ser fruit de l'acord entre el projectista, el client i l'autoritat competent amb la finalitat de ser apropiats per a l'ús i la ocupació que es preveu per l'estructura, així com per la naturalesa dels materials que aquesta suporta. L'*Eurocode-3* facilita uns valors recomanats per als límits de fletxes. A continuació s'exposen aquests valors, que per les fletxes verticals es refereixen a la biga simplement recolzada de la figura 2.1, en la qual:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (2.1)$$

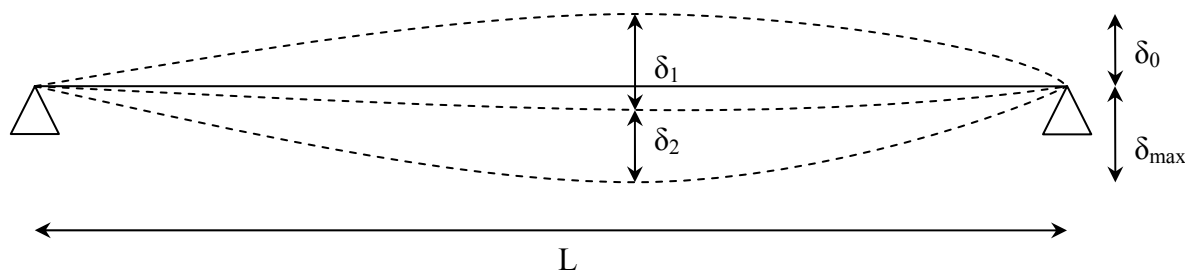


Figura 2.1. Fletxes verticals a considerar [13]

on δ_{max} és la fletxa positiva en l'estat final en relació a la línia recta que uneix els recolzaments, δ_0 és la fletxa negativa deguda a un moment flector negatiu, δ_1 és la variació de fletxa deguda a les càrregues permanents immediatament després de carregar-la, i δ_2 és la variació de la fletxa deguda a la càrrega variable més qualsevol deformació al llarg del temps deguda a la càrrega permanent. L és la llum de la biga.

CONDICIONS	LÍMITS	
	δ_{max}	δ_2
Sostres en general	$L / 200$	$L / 250$
Sostres amb ús freqüent	$L / 250$	$L / 300$
Terres en general	$L / 250$	$L / 300$
Terres i sostres que suportin guix o altres acabats fràgils, o envans no flexibles	$L / 250$	$L / 350$
Terres que suporten columnes	$L / 400$	$L / 500$
On δ_{max} pugui desmillorar l'aparença de l'edifici	$L / 250$	-

Taula 2.2. Valors límits per fletxes verticals segons recomanació de l'*Eurocode-3* [13]

Pel que fa als límits en les fletxes horitzontals d'edificis d'una planta d'estructura metàl·lica, l'Eurocode-3 recomana els valors exposats a la següent taula:

TIPUS ESTRUCTURA	LÍMIT
Estructures porticades sense pont-grua	$h / 150$
Altres edificis d'una sola planta	$h / 300$

Taula 2.3. Valors límits per fletxes verticals segons recomanació de l'Eurocode-3 [13]

2.2. Estats Límits Últims segons l'Eurocode-3

En el dimensionament i comprovació de pòrtics, l'Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-3: General Rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting* [13] indica que cal tenir en compte:

1. La resistència de les seccions transversals
2. La resistència de les peces
3. La resistència de les unions
4. L'estabilitat global
5. L'equilibri estàtic

Per a la comprovació de la resistència de les seccions i de les peces d'un pòrtic, cal considerar cada peça aïlladament. En funció del tipus de sol·licitació de cada peça, s'hauran de fer les següents comprovacions:

- Peces traccionades
 - La resistència de les seccions transversals
- Peces comprimides
 - La resistència de les seccions transversals
 - La resistència al vinclament
- Peces flectades
 - La resistència de les seccions transversals
 - La resistència al vinclament
 - La resistència a l'abonyegament
 - La resistència al vinclament de l'ala comprimida en el pla de l'ànima
 - La resistència de l'ànima a càrregues localitzades
- Peces sol·licitades a flexió composta
 - Les mateixes comprovacions que en peces flectades
 - Les mateixes comprovacions que en peces traccionades o comprimides segons correspongui
 - La resistència de la secció a esforços combinats
 - La resistència de la peça a esforços combinats

L'objecte de la present tesina ha estat l'estudi del comportament de l'estructura porticada global. No s'ha entrat en comprovacions referents a fenòmens locals, com l'abonyegament o aixafament de les peces, i la resistència de les unions.

2.2.1. El mètode d'anàlisi global elàstica

Les sol·licitacions d'una estructura hiperestàtica es poden determinar mitjançant dos tipus de càlcul:

- a) Anàlisi global elàstica
- b) Anàlisi global plàstica

L'anàlisi global elàstica és aplicable en tots els casos, mentre que el càlcul plàstic requereix que les unions permetin la generació de ròtules plàstiques i la conseqüent redistribució d'esforços. S'ha aplicat un càlcul global elàstic, que es basa en la hipòtesi d'un comportament tensió-deformació del material lineal, en qualsevol nivell de tensions. En funció de si es té en compte la influència de les deformacions en el càlcul de les sol·licitacions, podem aplicar dues teories:

- i. Teoria de primer ordre (si utilitzem la geometria inicial de l'estructura)
- ii. Teoria de segon ordre (si tenim en compte la deformació de l'estructura)

La teoria de primer ordre només és aplicable en els següents casos:

- Pòrtics arriostrats
- Pòrtics intraslacionals
- Mètodes de càlcul que considerin indirectament els efectes de segon ordre

La teoria de segon ordre és aplicable en tots els casos.

La classificació d'un pòrtic en traslacional o intraslacional es fa en funció de la seva resposta als esforços horitzontals continguts en el seu pla. Si les sol·licitacions addicionals degudes als desplaçaments horitzontals dels seus nusos són negligibles, el pòrtic es considera intraslacional. En cas contrari, el pòrtic serà traslacional i caldrà tenir en compte els desplaçaments dels seus nusos en el càlcul. Per un determinat estat de càrregues, es considerarà que el pòrtic és intraslacional si es compleix la relació

$$V_{Sd} / V_{cr} \leq 0.1 \quad (2.2)$$

on V_{Sd} és el valor de la càrrega vertical total, i V_{cr} és el seu valor elàstic crític considerant un estat traslacional.

Un pòrtic pot considerar-se arriostrat quan la seva rigidesa està assegurada per un sistema d'arriostrament de manera que la seva resposta a càrregues horitzontals en el seu pla és suficientment rígida, per tal que es pugui considerar que totes les càrregues horitzontals són resistides pel sistema d'arriostrament. Com a criteri, l'*Eurocode-3* proposa considerar arriostrats aquells pòrtics l'estructura d'arriostrament dels quals redueixi els seus desplaçaments almenys en un 80%. Un pòrtic arriostrat es considerarà com intraslacional.

Veiem doncs que és necessari que l'estructura disposi d'una rigidesa suficient per limitar els desplaçaments laterals. Aquesta pot venir donada per:

- a) La rigidesa horitzontal d'arriostrats, que poden ser:
- Gelosies
 - Pòrtics rígids
 - Murs, nuclis...
- b) La pròpia rigidesa dels pòrtics, que es pot obtenir pels següents mitjans:
- Triangulacions
 - Unions rígides
 - Pilars empotrats en la seva base

Tots els pòrtics estudiats hauran de tenir suficient resistència a ruptura per l'estat de càrrega traslacional, inclosos els pòrtics intraslacionals.

2.2.2. Anàlisi elàstica de l'estabilitat global de pòrtics traslacionals

Quan es fa una anàlisi elàstica global de l'estructura metàl·lica, cal incloure els efectes de segon ordre en l'estudi de l'estat traslacional, bé directament mitjançant una anàlisi elàstica de segon ordre, bé indirectament mitjançant una de les següents alternatives:

1. Anàlisi elàstica de primer ordre amb amplificació dels moments deguts a la deformació lateral en el seu pla.
2. Anàlisi elàstica de primer ordre amb les longituds de vinclament corresponents tenint en compte desplaçaments dels nusos.

Per l'anàlisi elàstica global de primer ordre cal utilitzar les longituds de vinclament corresponents a l'estat intraslacional. També quan el dimensionament es faci pel mètode dels moments amplificats per la deformació lateral. Quan pel dimensionament d'un pilar s'usi l'anàlisi elàstica de primer ordre es consideraran les longituds de vinclament corresponents a un estat traslacional, els moments deguts al desplaçament en les bigues, així com en les unions biga-pilar, s'hauran de majorar en almenys 1.2 excepte que es demostrï que es pot adoptar un valor menor.

Quan s'utilitzi el mètode d'amplificació dels moments, els moments resultants de l'anàlisi elàstica de primer ordre s'incrementaran multiplicant-los pel quocient:

$$\frac{1}{1 - \frac{V_{sd}}{V_{cr}}} \quad (2.3)$$

on V_{sd} és el valor de càlcul de la càrrega vertical total i V_{cr} el seu valor elàstic crític en l'estat traslacional. Aquest mètode no s'utilitzarà quan el quocient V_{sd} / V_{cr} sigui major a 0.25.

2.2.3. Resistència de les seccions transversals

Segons l'*Eurocode-3*, es pot comprovar la resistència última d'una secció adoptant una distribució de tensions el valor màxim de les quals sigui el límit elàstic i que equilibri les sol·licitacions, sense que es produeixin deformacions plàstiques majors que les admissibles. A més, caldrà comprovar la resistència al vinclament de les peces.

A continuació es fa un breu apunt sobre les comprovacions que l'*Eurocode-3* indica per verificar la resistència de les seccions transversals.

Flexió pura

En absència d'esforç tallant, el valor de càlcul del moment flector M_{Sd} a cada secció haurà de complir la següent condició:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (2.4)$$

on $M_{c,Rd}$ és la resistència de càlcul a flexió de la secció. Si agafem el valor del moment resistent elàstic, ens vindrà calculat pel producte del mòdul elàstic per la resistència de disseny de l'acer:

$$M_{el,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad (2.5)$$

No serà necessari considerar els forats a les ales traccionades quan es compleixi per aquestes ales que el 90% de la relació entre la seva àrea neta i l'àrea total superi el quocient entre la resistència elàstica i la resistència última afectades pel seu corresponent coeficient de minoració:

$$0.9 [A_{f,net} / A_f] \geq [f_y / f_u] [\gamma_{M2} / \gamma_{M0}] \quad (2.6)$$

No es tindran en compte els forats a la zona comprimida de la secció, tret en els casos de forats sobredimensionats o allargats.

Tallant

El valor de càlcul de l'esforç tallant a cada secció haurà de complir la condició:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (2.7)$$

on $V_{pl,Rd}$ és el valor de càlcul de la resistència plàstica a esforç tallant donada per:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (2.8)$$

on A_v és l'àrea de tallant.

A més, cal comprovar també la resistència a l'abonyegament quan la proporció entre la distància sense rigiditzar i l'espessor de l'ànima supera els següents valors:

- Ànimes sense rigiditzar: $d / t_w > 69 \varepsilon$
- Ànimes rigiditzades: $d / t_w > 30 \varepsilon k_\tau^{1/2}$

on k_τ és el coeficient d'abonyegament i $\varepsilon = [235 / f_y]^{1/2}$

Es tindran en compte els forats a les ànimes sempre que:

$$A_{v,net} \geq (f_y / f_u) A_v \quad (2.9)$$

Quan l'àrea neta de l'ànima, altrament dit, la secció de l'ànima llevat els forats, $A_{v,net}$ sigui menor, es pot adoptar una àrea de tallant eficaç $A_{v,net} (f_u / f_y)$.

Moment flector i esforç tallant

La resistència teòrica de càlcul d'una secció es redueix davant la presència d'un esforç tallant. Per valors petits de l'esforç tallant, aquesta reducció és tan petita que es veu compensada per l'enduriment del material per deformació i es pot negligir. Nogensmenys quan l'esforç tallant sigui major que la meitat de l'esforç tallant plàstic, es considerarà el seu efecte en el valor de la resistència a flexió en el càlcul.

Si el valor de càlcul de l'esforç tallant V_{Sd} no supera el 50% de la resistència plàstica a esforç tallant $V_{pl,Rd}$, no es reduiran els moments. Però quan V_{Sd} superi el 50% de $V_{pl,Rd}$, el valor de càlcul de la resistència de la secció es reduirà a $M_{V,Rd}$, moment de resistència plàstica tenint en compte l'esforç tallant i obtinguda com s'indica tot seguit:

- a) En seccions amb ales iguals i flexió respecte a l'eix de major moment d'inèrcia:

$$M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right) f_y / \gamma_{M0} \quad (2.10)$$

- b) En altres casos $M_{V,Rd}$ s'agafarà com la resistència plàstica de càlcul a flexió de la secció, considerant un límit elàstic reduït $(1 - \rho) f_y$ per l'àrea de tallant, però no major que $M_{c,Rd}$.

Flexió composta

En absència d'esforç tallant, les seccions seran admissibles si la tensió nominal màxima $\sigma_{x,Ed}$ satisfà el criteri:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (2.11)$$

En el cas de seccions sense forats això es tradueix en:

$$\frac{N_{Sd}}{A f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_{yd}} \leq 1 \quad (2.12)$$

Moment flector, esforç tallant i esforç axil

Sempre que el valor de càlcul de l'esforç tallant V_{Sd} sigui menor que el 50% de la resistència plàstica de càlcul a esforç tallant $V_{pl,Rd}$, no serà necessària cap reducció en aquelles combinacions de moment flector i esforç axil que compleixin el criteri donat en l'apartat anterior. Ara bé, quan V_{Sd} sigui més gran que el 50% de $V_{pl,Rd}$, es calcularà la resistència de càlcul de la secció amb la combinació de moment i axil, utilitzant per l'àrea de tallant un límit elàstic reduït $(1 - \rho) f_y$, on $\rho = (2V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2$.

2.2.4. Vinclament de les peces

La resistència de càlcul al vinclament d'una peça comprimida, segons l'*Eurocode-3*, serà:

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (2.13)$$

on β_A és la relació entre l'àrea eficaç i l'àrea de la secció, i χ és el coeficient de reducció del mode de vinclament a considerar.

En peces de secció transversal constant, sotmeses a un esforç axil de compressió constant, es pot determinar el valor de χ en funció de l'esbeltesa adimensional $\bar{\lambda}$:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}}, \quad \chi \leq 1 \quad (2.14)$$

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

α és el coeficient d'imperfeció segons la corba de vinclament corresponent

$$\bar{\lambda} = [\beta_A A f_y / N_{cr}]^{1/2} = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{1/2}$$

λ és l'esbeltesa corresponent al mode de vinclament considerat

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{1/2} = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{1/2}$$

N_{cr} és l'axil crític elàstic pel mode de vinclament considerat

Si la peça està sotmesa a flexió, es determinarà la corba de vinclament apropiada al vinclament per flexió. L'esbeltesa serà $\lambda = l / i$, on i és el radi de gir respecte l'eix considerat, determinat utilitzant les propietats de la secció bruta.

Els perfils buits conformats en fred es comprovaran utilitzant un dels següents valors:

- Límit elàstic f_{yb} de la xapa a partir de la qual s'obté la peça per conformat en fred, amb la corba de vinclament b.
- Límit elàstic mig f_{ya} de la peça després del conformat en fred, amb la corba de vinclament c.

2.3. La normativa americana

Als Estats Units existeix un referent en qualsevol tema relacionat amb l'acer, l'*American Iron and Steel Institute*. Aquest organisme té publicats diversos manuals sobre la construcció en acer, i entre les seves seccions compta amb la *AISI Residential Advisory Group*, especialitzada en les estructures metàl·liques d'habitatges. El juny de 1993, aquesta secció de l'*AISI* va publicar un recull de taules encaminades a facilitar el càlcul d'habitatges en estructura metàl·lica lleugera: *Residential Steel Beam and Column Load/Span Tables* [15]. Les taules d'aquest document, que es pot consultar en el CD adjunt a la present tesina, es van elaborar a partir dels estàndars de l'*American Institute of Steel Construction Specification for Structural Steel Buildings* [16], i del *Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design* [17], que són les publicacions que donen criteris generals per al càlcul de qualsevol estructura metàl·lica.

Les taules de l'*AISI* ajuden al càlcul de bigues i pilars amb àrees tributàries de 6 a 24 peus (1.83 a 7.32 metres). La càrrega per la primera planta és de 40 psf (lliures per peu quadrat, o sia, 1.92 kN/m²) i 30 psf (1.44 kN/m²) per la resta de plantes, que poden ser fins a tres. En càrregues mortes, els valors poden ser de 10, 15 i 20 psf (0.48, 0.72 i 0.96 kN/m²), per poder considerar diferents acabats o càrregues imposades permanents. El pes propi dels perfils metàl·lics ja ve inclòs en els càlculs. El pes de la coberta no s'ha inclòs en el càlcul, perquè es considera que aquesta se suporta sobre les parets del tancament exterior. Si es vol tenir en compte les accions de la coberta, cal entrar-les a les taules com si fossin càrregues sobre una planta, sempre que no superin els valors que s'hi preveuen. En aquest cas no ens serviren les taules per al càlcul.

Les bigues es calculen com a simplement recolzades, i d'una sola llum. Això fa que sigui un mètode força conservador per al càlcul de bigues contínues. Generalment, el criteri que regeix la tria del perfil és el moment resistent, però en alguns casos la limitació de llum és la condició que resulta ser més restrictiva. El criteri utilitzat per les llums ha estat posar el límit de fletxes en $L / 360$.

Es desaconsella expressament la interpolació entre valors, perquè el càlcul no és lineal. Cal aproximar les àrees tributàries a la major d'entre les més properes al valor de càlcul.

Les taules per al disseny de columnes no es poden utilitzar per aquelles que canvien la seva secció. Es pren una excentricitat de la càrrega resultant de 1 in (25.4 mm), que pretén tenir en compte un moment sobre la columna provocat pel contacte entre la biga i el suport, que pot aparèixer degut a imprecisions del muntatge. En el cas de bigues contínues, aquest serà un valor altament conservador, degut a la simetria que existeix en el muntatge. També s'assumeix que les columnes es troben arriostrades cada 8 peus (2.44 m), i per tant es donaran valors conservadors per aquelles columnes que tinguin una alçada menor.

Aquest és un mètode de càlcul que, com s'ha anat comentat al llarg de la seva descripció, és altament conservador i poc versàtil, perquè limita les possibilitats del disseny a nivell geomètric i de càrregues. Les seccions que es preveuen a les taules són

força limitades, i per tant el seu ús resulta molt específic per estructures d'una tipologia molt concreta. Quan es pretén un càlcul més acurat, l'aportació d'aquestes taules no pot passar del pre-dimensionament, perquè la solució que proposen serà sobredimensionada i en alguns casos poc adequada a les necessitats de l'estructura.

Residential Steel Beam Load/Span Tables - Wide Flange Beams																	DL (psf)* 10	
MAXIMUM SPAN FOR CENTER BEAMS SUPPORTING ONE FLOOR ONLY (no roof or attic loads) - L																	LL (psf)* 40	
BEAM PROPERTIES (Min. Fy = 36ksi)							TRIBUTARY WIDTH SUPPORTED BY THE CENTER BEAM - (A+B)/2											
SIZE	I	S	Mc	Lc	RE	RI	6'-0	8'-0	10'-0	12'-0	14'-0	16'-0	18'-0	20'-0	22'-0	24'-0		
W6x9	16.4	5.6	11.0	4.2	11	26	14.3 LL	13.0 LL	12.0 LL	11.3 LL	10.8 LL	10.3 LL	9.8 Mc	9.3 Mc	8.9 Mc	8.5 Mc		
W6x12	22.1	7.3	14.5	4.2	18	36	15.8 LL	14.3 LL	13.3 LL	12.5 LL	11.9 LL	11.4 LL	10.9 LL	10.6 LL	10.2 Mc	9.8 Mc		
W8x10	30.8	7.8	15.5	4.2	10	26	17.6 LL	16.0 LL	14.9 LL	14.0 LL	13.2 Mc	12.4 Mc	11.7 Mc	11.1 Mc	10.6 Mc	10.1 Mc		
W6x16	32.1	10.2	20.2	4.3	22	45	17.9 LL	16.2 LL	15.1 LL	14.2 LL	13.5 LL	12.9 LL	12.4 LL	12.0 LL	11.6 LL	11.3 LL		
W8x13	39.6	9.9	19.6	4.2	18	38	19.2 LL	17.4 LL	16.2 LL	15.2 LL	14.4 LL	13.8 LL	13.1 Mc	12.4 Mc	11.9 Mc	11.4 Mc		
W8x15	48.0	11.8	23.4	4.2	20	42	20.4 LL	18.6 LL	17.2 LL	16.2 LL	15.4 LL	14.7 LL	14.2 LL	13.6 Mc	12.9 Mc	12.4 Mc		
W10x12	53.8	10.9	21.6	3.9	11	29	21.2 LL	19.3 LL	17.9 LL	16.8 Mc	15.6 Mc	14.6 Mc	13.8 Mc	13.1 Mc	12.5 Mc	11.9 Mc		
W8x18	61.9	15.2	30.1	5.5	18	40	22.2 LL	20.2 LL	18.7 LL	17.6 LL	16.8 LL	16.0 LL	15.4 LL	14.9 LL	14.4 LL	14.0 LL		
W10x15	68.9	13.8	27.3	4.2	17	38	23.0 LL	20.9 LL	19.4 LL	18.3 LL	17.4 LL	16.4 Mc	15.5 Mc	14.7 Mc	14.0 Mc	13.4 Mc		
W8x21	75.3	18.2	36.0	5.6	21	45	23.7 LL	21.6 LL	20.0 LL	18.8 LL	17.9 LL	17.1 LL	16.5 LL	15.9 LL	15.4 LL	15.0 LL		
W10x17	81.9	16.2	32.1	4.2	18	41	24.4 LL	22.2 LL	20.6 LL	19.4 LL	18.4 LL	17.6 LL	16.7 Mc	15.9 Mc	15.2 Mc	14.5 Mc		
W8x24	82.8	20.9	41.4	6.9	21	46	24.5 LL	22.2 LL	20.7 LL	19.4 LL	18.5 LL	17.7 LL	17.0 LL	16.4 LL	15.9 LL	15.4 LL		
W12x14	88.6	14.9	29.5	3.5	12	30	25.0 LL	22.8 LL	21.1 LL	19.6 Mc	18.2 Mc	17.0 Mc	16.1 Mc	15.3 Mc	14.6 Mc	13.9 Mc		
W10x19	96.3	18.8	37.2	4.2	20	45	25.7 LL	23.4 LL	21.7 LL	20.4 LL	19.4 LL	18.6 LL	17.9 LL	17.1 Mc	16.3 Mc	15.6 Mc		
W8x28	98.0	24.3	48.1	6.9	28	55	25.9 LL	23.5 LL	21.8 LL	20.6 LL	19.5 LL	18.7 LL	18.0 LL	17.3 LL	16.8 LL	16.3 LL		
W12x16	103.0	17.1	33.9	4.1	14	36	26.3 LL	23.9 LL	22.2 LL	20.9 LL	19.4 Mc	18.2 Mc	17.2 Mc	16.3 Mc	15.6 Mc	14.9 Mc		
W10x22	118.0	23.2	45.9	6.1	18	41	27.6 LL	25.0 LL	23.2 LL	21.9 LL	20.8 LL	19.9 LL	19.1 LL	18.5 LL	17.9 LL	17.3 Mc		
W12x19	130.0	21.3	42.2	4.2	17	40	28.5 LL	25.9 LL	24.0 LL	22.6 LL	21.5 LL	20.3 Mc	19.2 Mc	18.2 Mc	17.4 Mc	16.6 Mc		
W10x26	144.0	27.9	55.2	6.1	22	49	29.4 LL	26.8 LL	24.8 LL	23.4 LL	22.2 LL	21.2 LL	20.4 LL	19.7 LL	19.1 LL	18.6 LL		
W12x22	156.0	25.4	50.3	4.3	21	49	30.2 LL	27.5 LL	25.5 LL	24.0 LL	22.8 LL	21.8 LL	20.9 Mc	19.8 Mc	18.9 Mc	18.1 Mc		
W10x30	170.0	32.4	64.2	6.1	29	58	31.1 LL	28.3 LL	26.2 LL	24.7 LL	23.5 LL	22.4 LL	21.6 LL	20.8 LL	20.2 LL	19.6 LL		
W14x22	199.0	29.0	57.4	5.3	16	37	32.8 LL	29.8 LL	27.7 LL	26.0 LL	24.7 LL	23.6 Mc	22.3 Mc	21.2 Mc	20.2 Mc	19.4 Mc		
W14x26	245.0	35.3	69.9	5.3	20	46	35.1 LL	31.9 LL	29.6 LL	27.9 LL	26.5 LL	25.3 LL	24.4 LL	23.3 Mc	22.3 Mc	21.4 Mc		

Figura 2.2. Exemple de taula de la *Residential Steel Beam and Column Load/Span Tables*, per a bigues d'una sola planta i càrregues mortes de 10 psf [15]