Resum

El present Annex correspon a la Memòria Tècnica del Projecte. En ell, es realitza el disseny i càlcul del sistema estructural per a la nau industrial d'Òptica S.A., en base a la teoria i la Normativa existent en cada cas.

Primerament, s'assentaran les bases per al càlcul esmentat, en base a un anàlisi dels materials que es faran servir, una estimació de les accions a les quals està sotmesa l'edificació, i una combinació d'aquestes d'acord amb les directrius marcades per la Norma NBE EA-95.

Un cop conegudes les sol·licitacions, es procedirà al càlcul i dimensionat dels diferents elements. En alguns d'ells, es farà l'anàlisi d'acord amb la Norma esmentada i amb l'Eurocodi, bé per considerar interessant fer aquestes comprovacions sota els dos criteris, bé perquè la NBE EA.-95 no estableixi cap recomanació (cas, per exemple, del desplaçament horitzontal en els pilars).

Sumari

RESUM 1

SUMARI 3

1. BASES DE CÀLCUL 7

1.1. Material utilitzat 7
1.2. Accions 8
1.3. Combinació d'accions 12
1.4. Deformacions de l'estructura 13
1.5. Procediment de càlcul 14
1.6. Valor de les accions adoptades en el càlcul de l'estructura 16
1.6.1. Pòrtics corresponents a la zona d'oficines 16
1.6.2. Pòrtics de gelosia corresponents a la zona de taller 17

2. CÀLCUL I DIMENSIONAT DELS PÒRTICS D'OFICINES 19

2.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura 20
2.2. Perfilat de l'estructura 22
2.2.1. Jàsseres 22
2.2.2. Pilars exteriors 24
2.2.3. Pilarets 27
2.3. Estudi del pòrtic de façana. 28
2.3.1. Jàsseres 29
2.3.2. Pilars exteriors 31
2.3.3. Pilarets 31

3. CÀLCUL I DIMENSIONAT DELS PÒRTICS DE LA ZONA DE TALLER: PÒRTICS PRINCIPALS 33

3.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura 34
3.2. Primeres aproximacions. Predimensionament. 35
3.3. Perfilat de l'estructura 38
3.3.1. Jàsseres 38
3.3.2. Pilars 48

4. CÀLCUL I DIMENSIONAT DELS PÒRTICS DE LA ZONA DE TALLER: PÒRTICS AUXILIARS 51
4.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura 51
4.2. Primeres aproximacions. Predimensionament 52
4.3. Perfilat de l'estructura 52
4.3.1. Jàsseres 53
4.3.2. Pilars 62
5. DISSENY I CÀLCUL DE LES BIGUES DE GELOSIES DISPOSADES EN SENTIT LONGITUDINAL DE LA NAU 63
5.1. Comprovació segons NBE EA-95 64
5.1.1. Cordó superior 64
5.1.2. Cordó inferior (element 11) 64
5.1.3. Gelosia de l'ànima: diagonals comprimides (element 24) 64
5.1.4. Gelosia de l'ànima: elements verticals (muntants) (Element 69) 65
5.1.5. Comprovació de les fletxes pel cas de les gelosies 65
6. CÀLCUL DE LES CORRETGES 67
6.1. Valor de les accions adoptades en el càlcul 68
6.2. Dimensionat de les corretges 68
6.3. Dimesionat de les corretges. Reparacions o manteniment en coberta. 72
6.4. Càlcul de la unió 74
7. CÀLCUL DE LES FONAMENTACIONS 77
7.1. Plaques base 77
7.1.1. Procediment de càlcul de les plaques base corresponents 78
7.1.2. Càlcul de les plaques base per als pilar exteriors HEB 300 83
7.1.3. Espessor dels cordons de soldadura 87
7.1.4. Càlcul de les plaques base per als pilar interiors HEB 300 88
7.1.5. Espessor dels cordons de soldadura 91
7.1.6. Càlcul de les plaques base per als pilarets dels pòrtics de la zona d'oficina 92
8. DISSENY I CÀLCUL DE LES SABATES 95
8.1. Dimensionament i armat de les sabates per als pilars exteriors 96
8.1.1. Predimensionament 96
8.1.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny 97
8.1.3. Comprovació al volcament 98
8.1.4. Càlcul de les armadures de tracció 98

8.2. Dimensionament i armat de les sabates per als pilars interiors 100
8.2.1. Predimensionament 100
8.2.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny 101
8.2.3. Comprovació al volcament 101
8.2.4. Càlcul de les armadures de tracció 102
8.3. Dimensionament i armat de les sabates per als pilarets 104
8.3.1. Predimensionament 104
8.3.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny 105
8.3.3. Càlcul de les armadures de tracció 105

9. CÀLCUL DE LA RIOSTRA 107
9.1. Bases de càlcul 107
9.2. Dimensionament i armat de les riostres 107

10. CÀLCUL DE LA JUNTA DE DILATACIÓ 111

11. CÀLCUL DE LES UNIONS 113
11.1. Unió entre pilars exteriors HEB 300 i la jàssera IPE 300. 113
11.1.1. Espesors màxims de soldadura 114
11.1.2. Cràters 114
11.1.3. Càlcul del mòdul resistent de la secció de garganta, abatuda sobre el pla del cordó. 114
11.1.4. Comprobació dels cordons a1. 115
11.1.5. Comprobació dels cordons a2 115
11.1.6. Comprobació dels cordons a3. 115
11.1.7. Comprobació de l'ànima del pilar. 115
11.1.8. Càlcul dels rigiditzadors per a l'ànima del pilar. 116
11.1.9. Cálcul de l'ànima del pilar 116
11.2. Unió entre pilars exteriors HEB 300 i la jàssera IPE 180 117
11.2.1. Espessors màxims de soldadura 118
11.2.2. Cràters 118
11.2.3. Càlcul del mòdul resistent de la secció de garganta, abatuda sobre el pla del cordó. 118
11.2.4. Comprobació dels cordons a1. 118
11.2.5. Comprobació dels cordons a2 119
11.2.6. Comprobació dels cordons a3. 119
11.2.7. Comprobació de l'ànima del pilar. 119
11.2.8. Càlcul de l'ànima del pilar 120

11.3. Unió entre HEB 160, HEB 100 i IPE 300 121
11.3.1. Angular 121
11.3.2. Canvi de perfil del pilar 124
11.3.3. Cobrejuntes 126
11.3.4. Rigiditzador 127
11.4. Unió entre pilars interiors HEB 100 i biga IPE 180 127
11.4.1. Angular 127
11.4.2. Cobrejuntes 130
11.4.3. Rigiditzador 131
11.5. Càlcul de les unions en les gelosies transversals de taller 131
11.5.1. Nusos en N (cordó inferior) 139
11.5.2. Nusos en N (cordó superior) 143
11.5.3. Nusos en KT 148
11.5.4. Unions amb els pilars 149
11.6. Càlcul de les unions en les gelosies longitudinals de taller 153
11.6.1. Nusos en N (cordó superior) 153
11.6.2. Nusos en N (cordó inferior) 161
11.6.3. Nusos en KT 161
11.6.4. Unions amb els pilars 162

12. CÀLCUL DELS FORJATS PER A LA ZONA D'OFICINES 169
12.1. Característiques del forjat 169
12.2. Dimensionament de les biguetes del forjat 171
12.3. Dimensionament de les biguetes secundàries 172

13. CÀLCUL DE LES BIGUES DE TANCAMENT PERIMETRAL 173
13.1. Dimensionament de les bigues 173
13.2. Càlcul de les unions amb els pilars HEB 300 174

14. ARRIOSTRAMENTS CONTRAVENT 177
14.1. Arriostraments de coberta 177
14.2. Arriostraments laterals 179

15. BIBLIOGRAFIA 181
Referències bibliogràfiques 181
Bibliografia complementària 181

1. Bases de càlcul

1.1. Material utilitzat

L'estructura de la nau industrial serà metàl·lica, éssent l'acer utilitzat del tipus A42-b, d'acord amb la Norma NBE EA-95. El número indica la resistència a la tracció garantitzada, en Kp/mm^2, mentre que amb la lletra en minúscula es designa la qualitat. En aquest cas, la Qualitat b és indicada per a construccions roblonades o soldades ordinàries. A continuació es mostra, a la Taula 1.1, algunes característiques d'aquest tipus d'acer.

Acers A42-b			
Mòdul d'elasticitat		2100000	Kg/cm2
Coeficient de Poisson		0,3	
Coeficient de dilatació tèrmica		0,000012	m/mºC
Característiques mecàniques	Espesor (mm)	Probeta	A42b
Límit elàstic σ (Kp/cm2) mínim	≤ 16		2600
	> 16 i ≤ 40		2500
	> 40 i ≤ 63		2400
Allargament a ruptura δ mínim (en %)	≤ 40	longitudinal	2400
		transversal	2200
	>40	longitudinal	2300
	≤ 63	transversal	2400
Resistència a tracció σr (Kp/cm2), valors mín-màx.			4200-5300
Resiliència	Energia absorvida ρ (Kp·m)		2,82
	Temperatura assaig (ºC)		20
Perfils buits d'acer conformat en fred, a partir de l'acer A42-b			
Límit elàstic σ (Kp/cm2) mínim			2600
Allargament a ruptura δ mínim (en %)			20
Resistència a tracció σr (Kp/cm2), valor mín.			4200
Doblegat			assaig UNE 7 472
Aplastament			assaig UNE 7 208

Taula 1.1. Característiques de l'acer A42-b segons NBE EA-95

El formigó emprat en els fonaments de la nau, complirà les especificacions imposades per la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). Concretament, es farà servir la designació HA-25/B/20/IIa. (Formigó Armat de f_{ck}=25 N/mm^2, consistència Tova, tamany màxim del granulat 20 mm., Ambient IIa: fonamentacions i murs pantalla). A la Taula 1.2 es poden observar els valors més important a tenir en compte,de cara als càlculs.

Formigó HA-25		
Resistència característica (f_{ck})	25	N/mm2
	250	Kp/cm2
Coeficient de minoració (γ_c)	1,5	
Resistència de càlcul (f_{cd})	16,67	N/mm2
Armadures: barres corrugades		
Tipus d'acer	B 400 S	
Resistència característica (f_{yk})	500	N/mm2
	5000	Kp/cm2
Coeficient de minoració (γ_s)	1,15	
Resistència de càlcul (f_{yd})	434,78	N/mm2
Mòdul d'elasticitat E	210000	N/mm2

Taula 1.2. Característiques del formigó i l'acer per a la fonamentació

1.2. Accions

Les accions es poden classificar en dos grups, d'acord a la Norma NBE EA-95, segons es considerin accions constants o variables. Dins el primer grup, entren totes aquelles càrregues que actuen o poden actuar en tot moment o durant grans periodes temporals, amb un valor fix en posició i magnitud. Per exemple, el pes propi, les càrregues permanents, el pes i l'empemta del terreny, les accions tèrmiques degudes a la variació de la temperatura o els assentaments de les cimentacions. Dins el segon grup es consideren aquelles càrregues que varien en funció del temps o de l'ús, com poden ser les sobrecàrregues d'ús, les sobrecàrregues d'execució, produïdes durant el periode de muntatge i construcció, les accions del vent, la sobrecàrrega de neu,o les accions sísmiques.

- **Accions Permanents:** Són les que provenen del pes propi de l'estructura i de la resta d'elements de caràcter permanent. Generalment s'acostumen a denominar "càrregues mortes".

- **Sobrecàrrega de neu:** Basada en l'espesor de neu al nivell del terreny i en la seva densitat. El valor característic de la càrrega de neu es defineix per a un periode de

retorn de 50 anys, en funció de lalocalització geogràfica i l'altura de l'edificació. Per a una coberta horitzontal, aquest valor està tabulat segons:

Altitud topogràfica *h* *(metres)*	**Sobrecàrrega de neu (Kp/m2)**
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
801 a 1000	100
1001 a 1200	120
> 1200	h:10

Taula 1.3. Sobrecàrrega de neu sobre superficie horitzontal.

La nau industrial d'Òptica S.A. es construirà a Vic, al Parc d'Activitats Econòmiques d'Osona. La ciutat està situada a una alçada topogràfica de 487 metres, amb la qual cosa li correspon una sobrecàrrega de neu de 60 Kp/m^2.

- **Sobrecàrrega d'ús:** Es dona en funció del tipus d'activitat que es desenvolupa en la nau, o en les seves zones. En les àrees en les que actui, es considerarà com una càrrega uniformement repartida, atès que en oficines, per exemple, la gent no està quieta, sinó que hi ha molt de moviment.

- **Acció del vent:** El vent origina una sèrie de pressions i succions sobre les superfícies en les que incideix. Segons la Norma NBE AE 88, es pot substituir l'acció del vent per càrregues horitzontals que poden actuar en qualsevol direcció. No obstant, s'acostuma a considerar l'acció en la direcció dels dos eixos principals de l'edifici.

De la mateixa manera que amb la sobrecàrrega de neu, la Norma té tabulats una sèrie de valors per la pressió dinàmica del vent, en funció de la situació topogràfica de la construcció, de la zona on es troba, i de la seva alçada.

Pressió dinàmica del vent	
Altura de coronació de l'edifici sobre el terreny en m, situació topogràfica Normal	Pressió dinàmica *w* (Kg/m2)
0 a 10	50
11 a 30	75
31 a 100	100
Major de 100	125
-	150

Taula 1.4. Pressió dinàmica del vent (NBE EA-95)

Per tractar-se d'una edificació amb una alçada de 7,5 m., amb una exposició al vent Normal, la pressió dinàmica serà de 50 Kg/m^2.

La sobrecàrrega que exerceix el vent, en funció d'un coeficient multipilicador, ve recollida en l'equació següent (Eq. 1.1):

$$p = c \cdot w \qquad \text{(Eq. 1.1)}$$

On *c* és positiu per a pressió i negatiu per a succió. Per a edificis de planta rectangular, coberta horitzontal i superfícies planes, com és el cas objecte d'estudi, els coeficients eòlics prenen els valors mostrats a la Taula 1.5.

Paràmetres verticals a barlovent	C_1=0,8
Paràmetres verticals a sotavent	C_2=-0,4
Coberta horitzontal	C_1=C_2=-0,4

Taula 1.5. Valor dels coeficients eòlics en funció dels tancaments.

Com que la coberta a instal·lar serà de tipus Deck, plana, amb un pendent mínim del 1%, es considera que l'acció del vent en aquest tancament és favorable, i no es tindrà en compte elseu efecte en el càlcul de l'estructura.

- **Accions sísmiques:** La Norma NCSE-02 estableix uns criteris per a determinar l'efecte d'aquest tipus d'accions, dins el territori espanyol. Es basen en la realització de dos estudis: **Classificació de la construcció** i **Determinació de l'acceleració sísmica de càlcul.**

  Respecte el primer, es distingeixen tres grups:

  - *Construccions de moderada importància.-* Es defineixen com aquelles amb probabilitat despreciable de que, en cas d'un terratrèmol, la seva destrucció pugui ocasionar víctimes, interrompre un servei primari o produir danys a tercers.

  - *Construccions de normal importància.-* Aquelles en les quals, davant el fenòmen en qüestió, la seva destrucció pugui ocasionar víctimes, interrompre un servei per a la col·lectivitat, o produir importants pèrdues econòmiques, sense que, en cap cas, es tracti d'un servei imprescindible ni es pugui donar lloc a efectes catastròfics.

  - *Construccions d'especial importància.-* Referents a aquelles la destrucció de les quals impliqui el tall d'un servei bàsic, o puguin donar lloc a efectes catastròfics.

La fàbrica projectada es pot considerar d'importància moderada, ja que en cas de terratrèmol, amb les dades sísmiques dels últims 100 anys, estadísticament parlant, la magnitud serà tal que el personal que hi hagi a l'interior, tindrà temps per sortir sense que la nau caigui abans.

Pel que fa a la Determinació de l'acceleració sísmica de càlcul, segons el Mapa de Perillositat Sísmica, es pot obtenir el terme corresponent a l'acceleració sísmica bàsica, a_b, a través de la qual es podrà obtenir el valor de l'acceleració sísmica de càlcul (Eq. 1.2).

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \qquad \text{(Eq. 1.2)}$$

On ρ és un coeficient adimensonal de risc, el valor del qual varia en funció del període de vida (t,en anys) per al que es projecta la construcció (Eq. 1.3), i S és el coeficient d'amplificació del terreny, de valor 1.

$$\rho = \left(\frac{t}{50}\right)^{0,37} \qquad \text{(Eq. 1.3)}$$

$$\rho = \left(\frac{50}{50}\right)^{0,37} = 1$$

En la província de Barcelona, l'acceleració sísmica bàsica té un valor de 0,06·g. Llavors, susbtituint els termes corresponents en l'Equació 1.2, sóbté que l'acceleració sísmica de càlcul, per a un període de vida de 50 anys, val 0,06.

Per tant, segons la Norma NCSE-02, no és obligatòria la consideració de l'acció sísmica en el càlcul de l'estructura de la nau industrial, ja que correspon a una *Construcció d'importància moderada*, amb els pòrtics ben arriostrats entre sí, i una acceleració sísmica de càlcul inferior a 0,08·g.

- **Accions tèrmiques i reològiques:** Són les accions ocasionades per les deformacions producte de les variacions de temperatura, i les que presenten materials com el formigó, amb el pas del temps.

  Aquest tipus d'accions no es consideraran, ja que a tal efecte s'han disposat una sèrie de juntes de dilatació.

1.3. Combinació d'accions

A l'hora d'establir les càrregues que actuen sobre l'estructura, el calculista ha de saber analitzar totes les possibles combinacions, i escollir-ne la més adient. La solució adoptada ha de ser un compromís entre fiabilitat i realitat. Pot ser que la situació més desfavorable tingui una probabilitat ínfima de produir-se, i que, en tal cas, el calculista sigui massa conservador, i sobredimensioni en excés l'estructura, amb el conseqüent encariment.

Per tant, s'ha de dimensionar l'estructura segons les càrregues a les quals estarà sotmesa quan entri en servei, triant la situació més desfavorable, sempre dins d'uns criteris realistes. La Norma NBE EA-95 proporciona uns coeficients de seguretat per les accions, de valor 1,33 per a les permanents, i 1,5 per a les variables. En la combinació d'accions, els coeficients de les accions variables es reduiran lleugerament, en funció de la simultaneïtat d'aquestes. A tal efecte, es mostra la Taula 1.6, on s'estableixen tres casos de càrrega, cadascun dels quals té associats unes classes d'accions i uns coeficients de ponderació, el valor dels quals varia en funció de si l'efecte de l'acció és favorable o no.

CAS DE CÀRREGA		CLASSE D'ACCIÓ	COEFICIENTS DE PONDERACIÓ γs, SI L'EFECTE DE L'ACCIÓ ÉS	
			Desfavorable	Favorable
CAS I	Ia (1)		α β	
		Accions constants	1,33 1,33	1
		Sobrecàrrega	1,33 1,50	
		Vent	1,50 1,33	
	Ib	Accions constants	1,33	1
		Sobrecàrrega	1,5	
		Neu	1,5	
	Ic	Accions constants	1,33	1
		Vent	1,5	
		Neu	1,5	
CAS II Accions constants i combinació de tres accions variables independents		Accions constants	1,33	1
		Sobrecàrrega	1,33	
		Vent	1,33	
		Neu	1,33	
CAS III Accions constants i combinació de quatre accons variables independents, inclús la sísmica		Accions constants	1	1
		Sobrecàrrega	r (2)	
		Vent	0,25 (3)	
		Neu	0,5 (4)	
		Accions sísmiques	1	

(1): Per al cas desfavorable es consideren els valors de les dues columnes
(2): "r" és el coeficient reductor per a les càrregues que la Norma NCS-94 indica.
(3): Sols es considera en construccions en situació topogràfica exposada o molt exposada
(4): En cas de llocs on la neu roman acumulada durant més de trenta dies

Taula 1.6. Coeficients de ponderació segons NBE EA-95

A l'hora de calcular l'estructura de la nau fent ús de les combinacions d'accions, es distingeixen dos tipus:

- **Pòrtics de la zona d'oficines.** Dels quatre grups de mòduls en que es divideix la nau, en sentit longitudinal, corresponen al primer. Per a aquesta estructura, es considerarà el Cas II, ja que, especialment en hivern, es poden donar amb certa freqüència dies laborables on hagi nevat i faci vent. S'haurà de tenir en compte les sobrecàrregues d'ús corresponents a la zona d'oficines.

- **Pòrtics de la zona de taller restant.** Es tracta dels tres grups modulars següents. En ells, en idèntica situació que en el cas anterior, no es considera cap sobrecàrrega d'ús, ja que la coberta és no transitable, i amb la climatologia tan adversa no és gens recomanable que ningú pugi a ella. Per tant, es considera el Cas Ic.

En ambdós casos, s'ha considerat que l'efecte de les accions és *Desfavorable*.

1.4. Deformacions de l'estructura

Segons l'Estat Límit de Servei, la limitació de la deformació de les estructures, té com a objectius:

- Limitar els efectes visuals i evitar pendents en els terres.

- Evitar danys als elements no estructurals, com la tabiqueria, portes, finestres o revestiments. Garantitzar l'estanqueitat i el correcte desaiguament de les cobertes.

- Garantitzar el funcionament adequat de la maquinària, conduccions i suports.

D'acord amb la NBE EA-95, per al càlcul de les deformacions de les estructures es realitza un anàlisi elàstic de primer ordre, considerant les seccions brutes en les peces. Les deformacions màximes de les peces flectades, sota l'acció de càrregues amb els seus valors característics, verificaran les limitacions indicades en la Taula 1.7.

Bigues o biguetes de coberta	L/250
Bigues fins a 5 m. de llum i biguetes de forjat que no suporten murs de fàbrica	L/300
Bigues de més de 5 m. de llum que no suporten murs de fàbrica	L/400
Bigues i biguetes de forjat que suporten murs de fàbrica	L/500
Mènsules amb la fletxa mesurada en l'extrem lliure	L/300
En qualsevol altre element solicitat a flexió i no mencionat, la relació fletxa/llum no excedirà de L/500, a menys que es justifiqui degudament que superar-la no comporti conseqüències perjudicials per al servei i bon aspecte de la construcció.	

Taula 1.7. Valors màxims admesos per a fletxes verticals (NBE EA-95)

Respecte els desplaçaments horitzontals, la Norma no contempla cap limitació. No obstant, és preferible tenir-les en compte. L'Eurocodi 3 recomana una sèrie de desplaçaments límits en l'extrem superior dels pilars [Argüelles, 2001a, p.2.21].

1.5. Procediment de càlcul

Per a realitzar els càlculs i el dimensionament de l'estructura, la metodologia emprada és la següent:

1. Es fa una primera aproximació del valor de les accions (permanents i variables).

2. Després de considerar, a priori, una relació d'inèrcies entre els diferents elements que componen l'estructura, es procedeix al càlcul dels diferents diagrames (moment flector, esforços tallants i axils), així com dels desplaçaments en els nodes. És bona pràctica fer servir algun mètode "manual", com pot ser el Mètode de Cross per als pòrtics de la zona d'oficines, i el Mètode de Cremona, per a les gelosies del taller, i posteriorment comparar els resultats amb algun programa d'ordinador.

3. Amb els valors obtinguts, es procedeix al predimensionament de l'estructura, segons l' Estat Límit Últim (E.L.U.) i l' Estat Límit de Servei (E.L.S.).

4. Un cop triats els perfils, es tornen a introduir al programa de càlcul d'estructures, i s'observen els resultats definitius.

5. Un cop definida l'estructura, es calculen les unions, cimentacions, i es comprova que aquesta pot suportar els tancaments, un cop s'han definit de manera precisa.

En referència al punt 2, el programa de càlcul d'estructures utilitzat és l' ESTRUWIN, aplicació de càlcul d'estructures planes per mètodes matricials, creat pel Laboratori de Recerca d'Estructures (LAREST), de l'Escola Tècnica Superior d'Enginyers Industrials de Barcelona.

Tant si es fa el càlcul amb mètodes tradicionals com si es realitza amb l'ajuda de l'ordinador, es parteix d'unes hipòtesis bàsques de Resistència de Materials:

1. Continuitat del material.

2. Homogeneitat i Isotropia.

3. Continuitat i petitesa de les deformacions i corriments.

4. Elasticitat linial: Llei de Hooke generalitzada.

Com a conseqüència directa de les dues últimes hipòtesis, s'accepta el Principi de Superposició, en el que l'efecte total produit per un conjunt de càrregues actuant simultàniament, és igual a la suma dels efectes parcials al ser aplicades independentment, i, a més, amb indiferència de la seva seqüència temporal. Així, es podran calcular els efectes de les càrregues verticals i horitzontals sobre l'estructura, de manera separada, i fent posteriorment la seva suma, s'obtindrà l'efecte "total".

Un cop comparats els diferents valors de moments flectors, esforços tallants, etc., calculats mitjançant els diversos mètodes, davant la similitud existent, s'agafen els provinents del programa informàtic, per considerar-los més exactes.

1.6. Valor de les accions adoptades en el càlcul de l'estructura

1.6.1. Pòrtics corresponents a la zona d'oficines

Es tracta de la zona davantera de la nau. En ella es defineixen quatre pòrtics,separats entre sí 5,7 m.

Accions Permanents

- Pes propi de l'estructura 25 Kg/m^2
- Pes propi coberta Deck 25 Kg/m^2
- Pes propi corretges 20 Kg/m
- Pes propi forjats (planta oficines) 200 Kg/m^2

Sobrecàrrega d'ús

- En coberta (sense neu ni vent, coef.seg. 1.1) 100 kg/m^2
- En oficines 300 Kg/m^2

Sobrecàrrega d'instal·lacions

- Màquines de climatització en coberta 10 Kg/m^2

Sobrecàrrega de neu

- Segons procediment NBE AE-88 descrit 60 Kg/m^2

Càrrega de vent

- Pressió dinàmica (w) 50 Kg/m^2
- Tancaments laterals

  Sobrevent 40 Kg/m^2

  Sotavent - 20 Kg/m^2

- Coberta

  Sobrevent -20 Kg/m^2

  Sotavent - 20 Kg/m^2

Convé tornar a recordar que no es tindrà en compte l'efecte del vent sobre la coberta, per considerar-se favorable respecte a ella. També cal tornar a incidir en què la sobrecàrrega d'ús en coberta (no transitable) només es tindrà en compte en el cas que no es contempli l'efecte de la neu ni del vent, ja que seria temerari que hom hi pujés havent tals efectes meteorològics.

1.6.2. Pòrtics de gelosia corresponents a la zona de taller

Accions Permanents

- Pes propi de l'estructura 25 Kg/m^2
- Pes propi coberta Deck 25 Kg/m^2
- Pes propi corretges 20 Kg/m

Sobrecàrrega d'ús

- En coberta (sense neu ni vent, coef.seg. 1.1) 100 kg/m^2

Sobrecàrrega d'instal·lacions

- Màquines de climatització en coberta 10 Kg/m^2

Sobrecàrrega de neu

- Segons procediment NBE AE-88 descrit 60 Kg/m^2

Càrrega de vent

- Pressió dinàmica (w) 50 Kg/m^2
- Tancaments laterals

  Sobrevent 40 Kg/m^2

  Sotavent - 20 Kg/m^2

- Coberta

Sobrevent	-20 Kg/m^2
Sotavent	- 20 Kg/m^2

2. Càlcul i dimensionat dels pòrtics d'oficines

Els pòrtics, de dos pisos, estan dissenyats de manera que les jàsseres representen bigues contínues. D'aquesta manera, les unions amb els pilars extrems són rígides, mentre que amb els pilarets es poden assimilar a articulacions. Sobre ells, tan sols actuaran esforços axils. L'esquema sobre el qual es calcularan els pòrtics es pot apreciar a la Figura 2.1. Tant pilars exteriors com peu drets estan encastats a terra.

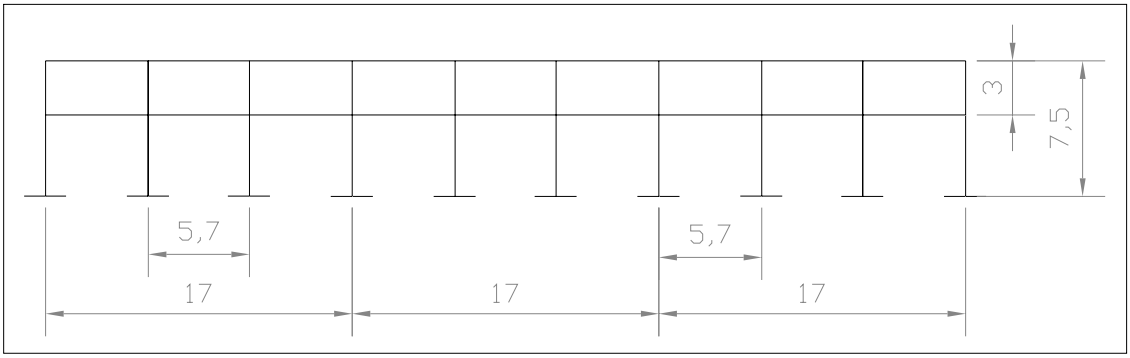


Figura 2.1. Esquema dels pòrtics per a la zona mixta taller-oficines.

Des del punt de vista calculístic, amb el mètode de la biga contínua, la representació dels pòrtics en qüestió és la següent:

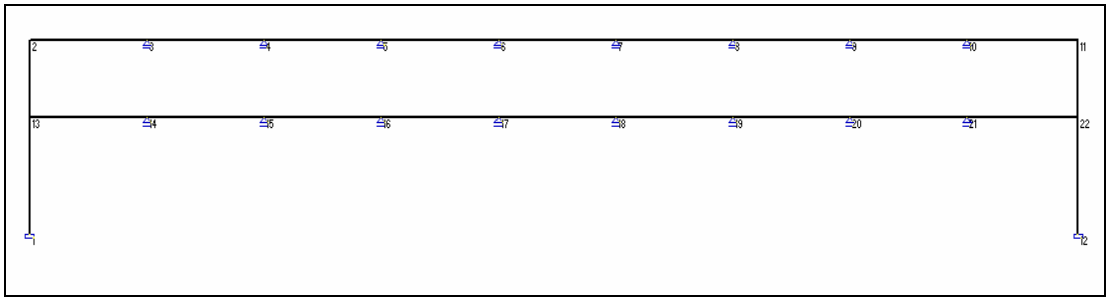


Figura 2.2. Esquema de càlcul dels pòrtics davanters.

2.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura

En aquest punt s'ha de distingir entre el pòrtic de façana i els altres tres restants, ja que les càrregues que hauran de suportar seran distintes.

Començant pels segons, s'haurà de tenir en compte el pes propi de l'estructura, el de les corretges, la coberta i els forjats, la sobrecàrrega d'ús corresponent a la planta d'oficines, la sobrecàrrega d'instal·lacions, la de neu i per últim, l'acció del vent. En la combinació de les accions, s'entén el Cas II (Taula 1.6) com el més desfavorable, alhora que usual, en un dia laborable d'hivern, en el que hagi nevat.

Per tant, les càrregues verticals s'entendran com una càrrega uniformement repartida al llarg de les jàsseres, mentre que les horitzontals (cas del vent), s'entendran com càrregues concentrades en la unió entre bigues i pilars. Totes les forces aniran majorades pel seu coeficient de seguretat, segons el Cas II (NBE EA-95).

$$Q1 = 1{,}33\times\left[25\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + 25\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + 20\frac{Kg}{m}\right] + 1{,}33\times 10\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + \\ + 1{,}33\times 60\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m = 927\frac{Kg}{m} \qquad \text{(Eq. 2.1)}$$

$$Q2 = 1{,}33\times\left[25\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + 200\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\right] + 1{,}33\times 300\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m = \\ = 3980\frac{Kg}{m} \qquad \text{(Eq. 2.2)}$$

$$F_1^{sobrevent} = 1{,}33\times 40\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 3m = 910Kg \qquad \text{(Eq. 2.3)}$$

$$F_1^{sotavent} = 1{,}33\times 20\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 3m = 455Kg \qquad \text{(Eq. 2.4)}$$

$$F_2^{sobrevent} = 1{,}33\times 40\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 4{,}5m = 1364Kg \qquad \text{(Eq. 2.5)}$$

$$F_2^{sotavent} = 1{,}33\times 20\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 4{,}5m = 682Kg \qquad \text{(Eq. 2.6)}$$

On Q_i representa les càrregues verticals uniformement repartides, i F_i l'acció del vent. Per a clarificar aquesta nomenclatura,es mostra la Figura 2.3.

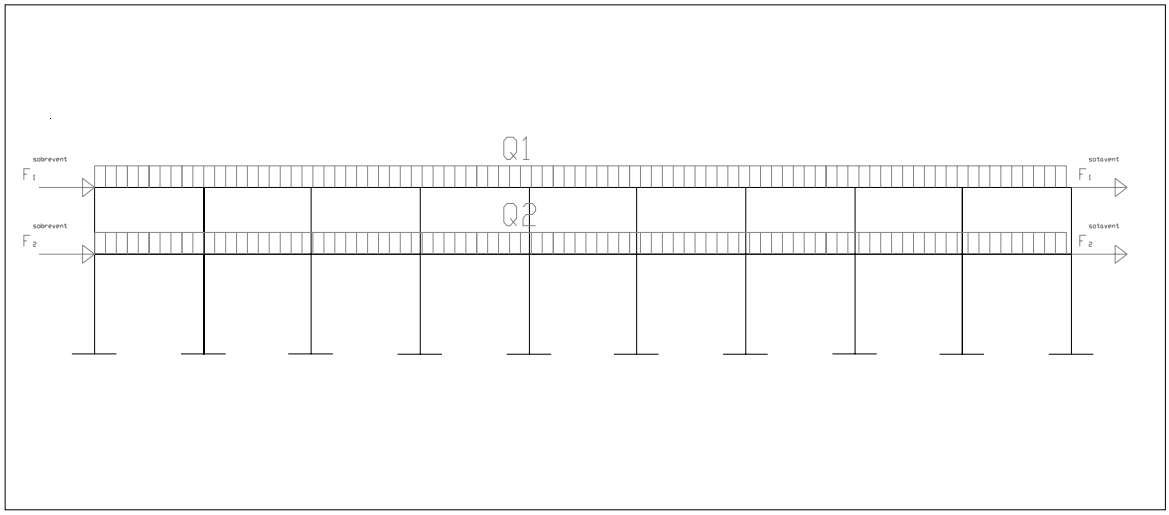


Figura 2.3. Càrregues que actuen sobre l'estructura.

Un cop realitzats els càlculs pertinents mitjançant el Mètode de Cross i les corresponents comprovacions amb el programa ESTRUWIN, es pot procedir al perfilat dels diferents elements que componen l'estructura. Els resultats detallats es poden consultar a l'Annex B.

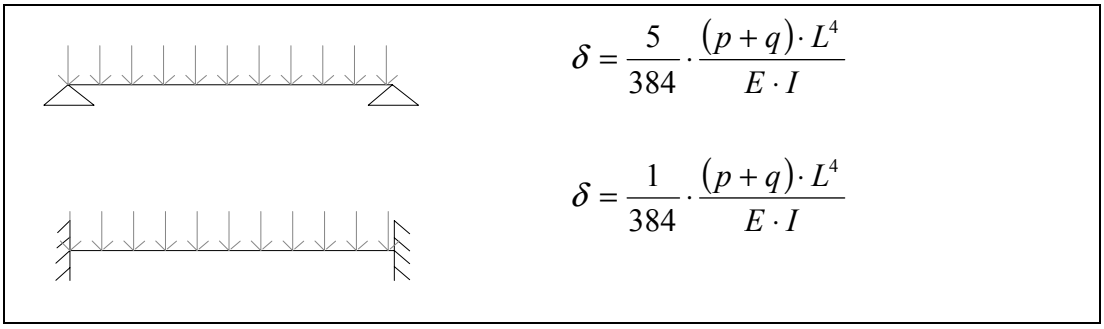
2.2. Perfilat de l'estructura

Es procedirà al pre-dimensionament de l'estructura segons la Norma EA-95, d'acord amb L'Estat Límit de Servei (E.L.S.), l'Estat Límit Últim (E.L.U.) i la comprovació de les fletxes. El primer és la comprovació de la deformabilitat, les vibracions i altres aspectes de l'estructura, mentre que el segon consisteix en mesurar paràmetres com la resistència o el vinclament. Respecte les fletxes, es mirarà que les deformacions que patirà l'estructura no superin els valors tabulats per la Norma.

2.2.1. Jàsseres

- **Segons E.L.S.**

  Referent a les fletxes, es fa una interpolació entre les dues situacions extremes, mostrades a la Figura 2.4.



$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p+q) \cdot L^4}{E \cdot I}$$

$$\delta = \frac{1}{384} \cdot \frac{(p+q) \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Figura 2.4. Situacions de càlcul de les fletxes segons E.L.S.

Per tant, s'agafarà el valor mig, representat a l'equació adjunta (Eq. 2.7):

$$\delta = \frac{\frac{5}{2}}{384} \cdot \frac{(p+q) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \leq \frac{L}{250} \qquad \text{(Eq. 2.7)}$$

On *p* i *q* són les càrregues permanents i les variables (sense majorar), respectivament, *L* és la llum entre pilars, *E* és el mòdul elàstic i *I* és la inèrcia de l'element.

De l'equació anterior es pot deduir l'expressió (Eq.2.8):

$$I_x = \frac{\frac{5}{2}}{384} \cdot \frac{(p+q) \cdot L^3}{E} \cdot 250 \qquad \text{(Eq. 2.8)}$$

Per a la biga superior (de coberta), aplicant dita equació, s'obté:

$$I_x = \frac{\frac{5}{2}}{384} \cdot \frac{(25\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 25\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 20\frac{Kg}{m} + 60\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m) \cdot \frac{1m}{100cm} \cdot 570^3 cm^3}{2{,}1 \cdot 10^6 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot 250 =$$

$$= 1000 cm^4$$

Buscant a les taules de perfils, de la classe IPE, el més adient és l'IPE 180, amb una inèrcia de valor 1320 cm^4.

Per a la biga de la planta d'oficines, operant anàlogament:

$$I_x = \frac{\frac{5}{2}}{384} \cdot \frac{(25\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 200\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 300\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m) \cdot \frac{1m}{100cm} \cdot 570^3 cm^3}{2{,}1 \cdot 10^6 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot 250 =$$

$$= 1718 cm^4$$

Correspon un IPE 200 (I_x = 1940 cm^4).

- **Segons E.L.U.**

En aquest cas, s'ha de mirar en cada cas el moment flector màxim. Convé recordar que, a diferència d'abans, ara cal tenir en compte l'efecte de les accions, amb el seu coeficient de seguretat. Per un acer del tipus A42-b, es fa la comprovació següent (Eq. 2.9):

$$\sigma = \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \qquad \text{(Eq. 2.9)}$$

En el cas de la jàssera superior, el moment flector major té un valor de 3 Tn·m, (corresponent al nus 3, segons el model representat amb ESTRUWIN). Per tant,

$$\sigma = \frac{3000 Kg \cdot m \cdot \frac{100cm}{1m}}{W} \leq 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow W = 115{,}38 cm^3$$

Un mòdul resistent major o igual al calculat, per un perfil de la sèrie IPE, correspon a un IPE 180 (W_x = 146 cm^3).

En el cas de la jàssera inferior, el moment flector màxim val 13,45 T·m, i correspon al nus 14,situat just a sota del nus 3 (segons model representat en ESTRUWIN). Així:

$$\sigma = \frac{13450Kg \cdot m \cdot \frac{100cm}{1m}}{W} \leq 2600\frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow W = 517{,}31cm^3$$

El perfil més adequat serà un IPE 300, amb un mòdul resistent de valor 557 cm^3.

De tots dos mètodes, s'escullen aquells resultats més conservadors. Per tant, per a la jàssera de coberta el perfil triat és un IPE 180, mentre que per a la de la planta d'oficines, es tria un perfil IPE 300.

2.2.2. Pilars exteriors

- **Segons E.L.S.**

  En el càlcul de pilars, normalment no es considera el mètode de l'Estat Límit de Servei.

- **Segons E.L.U.**

  Es comprovarà el pangeig del pilar sotmès a flexió composta (Eq. 2.10).

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600\frac{Kg}{cm^2} \qquad \text{(Eq. 2.10)}$$

  On:

  w: coeficient adimensional tal que $w = \frac{\sigma_u}{\sigma_{cr}}$. És a dir, és el quocient entre la resistència de càlcul i la tensió crítica. Aquest coeficient, però, està tabulat.

  N* i M* són, respectivament, l'esforç axil i el moment flector màxims, ambdós majorats.

  A i W són la Secció i el Mòdul Resistent del perfil que es comprova.

- *Esveltesa*

És el quocient entre la longitud de pangeig i el radi de gir, segons un eix determinat, de l'element a analitzar (Eq. 2.11).

$$\lambda_i = \frac{L_{vinclament}}{i_i} = \frac{\beta \cdot L}{i_i} \qquad \text{(Eq. 2.11)}$$

En les hipòtesis de partida, en un principi, es defineix una relació d'inèrcies entre jàsseres i pilars exteriors de 1,5. Per tant, si de les dues bigues, la més gran és un IPE 300, amb inèrcia de valor 8360 cm^4, un perfil de la sèrie HEB per als pilars que tingui una inèrcia de l'ordre de 5573 cm^3 serà un HEB 200 (I_x = 5700 cm^3). Es començarà comprovant si aquest perfil és adient.

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1 \cdot 450}{8{,}54} = 52{,}69 \Rightarrow w_x = 1{,}15 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7 \cdot 450}{5{,}07} = 62{,}13 \Rightarrow w_y = 1{,}24 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 1{,}24$$

El moment flector màxim correspon al pilar de la dreta, amb un valor de 6,39 Tn·m, i un esforç axil de compressió de 13,122 Tn. Per tant:

$$\sigma = 1{,}24 \cdot \frac{13122}{78{,}1} + \frac{639000}{570} \approx 1329 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Tot i que la Norma NBE EA-95 no ho descriu, es comprovaran els desplaçaments límits en l'extrem superior de les columnes. Segons el programa ESTRUWIN, el desplaçament en dit pilars és de 18,25 mm. Com que es tracta d'una estructura porticada sense pont grua, el valor màxim serà:

$$\frac{L}{150} = \frac{4500}{150} = 30mm$$

Amb la qual cosa els perfils HEB 200 compleixen de sobres. No obstant, per raons d'experiència, es restringirà més aquesta limitació, i es demanarà:

$$\delta \leq \frac{L}{250} \qquad \text{(Eq. 2.12)}$$

$$\delta = 20{,}75mm \leq \frac{L}{250} = \frac{4500}{250} = 18mm$$

Tot i que estrictament no es respecta la desigualtat, s'accepta com a bo el resultat, ja que només discrepa per 2 mm., i segueix sent molt inferior als 30 mm. que en aquest cas recomana l'Eurocodi.

- *Pilars exteriors corresponents a la planta d'oficines*

Amb lògica, es pot afirmar que aquests elements, pel fet de suportar menys càrrega, tindran unes dimensions menors que els que hi ha a sota d'ells.

Seguint els mateixos càlculs, es comprovarà si el perfil HEB 160 és apropiat o no.

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1\cdot 300}{6{,}78} = 44{,}24 \Rightarrow w_x = 1{,}09 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 300}{4{,}05} = 51{,}85 \Rightarrow w_y = 1{,}14 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 1{,}14$$

En aquest cas, l'element amb unes solicitacions més desfavorables també és el pilar de la dreta, amb un moment flector màxim de 3 Tn·m, i un esforç axil de compressió de 2,558 Tn.

$$\sigma = 1{,}14\cdot\frac{2558}{54{,}3} + \frac{300000}{311} \approx 1018\frac{Kg}{cm^2} \le \sigma_e = 2600\frac{Kg}{cm^2}$$

Mirant els desplaçamanents en l'extrem superior dels pilars:

$$\delta = 39{,}72mm > \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

En aquest cas, tot i que el perfil HEB 160 pot suportar sobradament les càrregues que hi actuen, té uns desplaçaments que fan perillar l'equilibri de l'estructura. Per tant, es buscarà un perfil major.

Un cop analitzades les diferents combinacions, es creu convenient modificar, a tal efecte, els perfils de tots els pilars exteriors, és a dir, dels de la planta baixa i dels de la planta d'oficines. Es considera com a bo el perfilat definitiu de dits pilars com a HEB 300. Els desplaçaments que es produeixen són els següents:

Planta baixa:

$$\delta = 8{,}7mm \le \frac{L}{250} = \frac{4500}{250} = 18mm$$

Planta oficines:

$$\delta = 11{,}37mm < \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

2.2.3. Pilarets

Aquests pilars estan pensats per transmetre només esforç axil. En cada planta es miraran les reaccions en les articulacions (definides en el model estructural, d'acord amb la hipòtesi de biga contínua) i s'agafarà el valor major, per tal de donar les mides dels perfils HEB amb els quals es faran els peus drets.

- *Planta oficines*

La reacció major en les articulacions correspon al node 3, i té un valor de 5,46 Tn.

S'escull, en principi, un perfil HEB 100:

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{2 \cdot 300}{4{,}16} = 144{,}24 \Rightarrow w_x = 3{,}67 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7 \cdot 300}{2{,}53} = 83 \Rightarrow w_y = 1{,}57 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 3{,}67$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 3{,}67 \cdot \frac{5460}{26} = 770{,}7 \frac{Kp}{cm^2} \leq 2600 \frac{Kp}{cm^2}$$

- *Planta baixa*

En aquest cas, la reacció més gran es produeix en el nus 14, just a sota del cas de les oficines. El seu valor és de 23,8 Tn.

Si es parteix, com abans, d'un perfil HEB 100:

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{2 \cdot 450}{4{,}16} = 216{,}35 \Rightarrow w_x = 7{,}86 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7 \cdot 450}{2{,}53} = 124{,}50 \Rightarrow w_y = 2{,}82 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 7{,}86$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 7{,}86 \cdot \frac{23800}{26} = 7167 \frac{Kp}{cm^2} > 2600 \frac{Kp}{cm^2}$$

Es proven perfils HEB 160:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 450}{6{,}78} = 132{,}74 \Rightarrow w_x = 3{,}19\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 450}{4{,}05} = 77{,}77 \Rightarrow w_y = 1{,}47\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 3{,}19$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 3{,}19\cdot\frac{23800}{54{,}3} = 1398\frac{Kp}{cm^2} \le 2600\frac{Kp}{cm^2}$$

Com que aquest valor és molt inferior a la tensió límit, es mirarà un perfil inferior, és a dir, l'HEB 140:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 450}{5{,}93} = 151{,}77 \Rightarrow w_x = 4{,}05\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 450}{3{,}58} = 88 \Rightarrow w_y = 1{,}69\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 4{,}05$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 4{,}05\cdot\frac{23800}{43} = 2241{,}62\frac{Kp}{cm^2} \le 2600\frac{Kp}{cm^2}$$

No obstant, aquest perfil no es considera apropiat per a la planta baixa, ja que com que les unions es fan amb una biga IPE 300, el costat *b* de dita biga seria superior al costat del pilar (150>140). Llavors, es tria el perfil HEB 160.

2.3. Estudi del pòrtic de façana.

En aquest cas, s'haurà de tenir en compte el pes propi de l'estructura, el de les corretges, la coberta i els forjats, la sobrecàrrega d'ús corresponent a la planta d'oficines, la sobrecàrrega d'instal·lacions, la de neu, l'acció del vent i, per últim, el pes propi dels elements de tancament de façana. Tot i que en realitat tota la superfície frontal de la nau no està ocupada pels plafons de formigó prefabricat, es considerarà com si ho estigués.

En la combinació de les accions, s'entén el Cas II (Taula 1.6) com el més desfavorable, alhora que usual, en un dia laborable d'hivern, en el que hagi nevat.

Per tant, les càrregues verticals s'entendran com una càrrega uniformement repartida al llarg de les jàsseres, mentre que les horitzontals (cas del vent), s'entendran com càrregues concentrades en la unió entre bigues i pilars. Totes les forces aniran majorades pel seu coeficient de seguretat, segons el Cas II (NBE EA-95).

$$Q1 = 1{,}33\times\left[25\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+25\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+20\frac{Kg}{m}+250\frac{Kg}{m^2}\cdot 3m\right]+1{,}33\times 10\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+$$

$$+1{,}33\times 60\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}=1478\frac{Kg}{m}$$

$$Q2 = 1{,}33\times\left[25\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+200\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+250\frac{Kg}{m^2}\cdot 4{,}5m\right]+1{,}33\times 300\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}=$$

$$=3486\frac{Kg}{m}$$

$$F_1^{sobrevent}=1{,}33\times 40\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}\cdot 3m=455Kg$$

$$F_1^{sotavent}=1{,}33\times 20\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}\cdot 3m=228Kg$$

$$F_2^{sobrevent}=1{,}33\times 40\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}\cdot 4{,}5m=682Kg$$

$$F_2^{sotavent}=1{,}33\times 20\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}\cdot 4{,}5m=341Kg$$

Es procedirà al perfilat de l'estructura, fent servir els mateixos mètodes de càlcul que per al cas dels pòrtics interiors:

2.3.1. Jàsseres

- **Segons E.L.S.**

$$\delta=\frac{\frac{5}{2}}{384}\cdot\frac{(p+q)\cdot L^4}{E\cdot I_x}\le\frac{L}{250}$$

$$I_x=\frac{\frac{5}{2}}{384}\cdot\frac{(p+q)\cdot L^3}{E}\cdot 250$$

Per a la biga superior (de coberta), aplicant dita equació, s'obté:

$$I_x=\frac{\frac{5}{2}}{384}\cdot\frac{(25\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+25\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+20\frac{Kg}{m}+250\frac{Kg}{m^2}\cdot 3m+10\frac{Kg}{m}\cdot\frac{5{,}7m}{2}+60\frac{Kg}{m^2}\cdot\frac{5{,}7m}{2})\cdot\frac{1m}{100cm}\cdot 570^3cm^3}{2{,}1\cdot 10^6\frac{Kg}{cm^2}}\cdot 250=$$

$$=1596cm^4$$

Buscant a les taules de perfils, de la classe IPE, el més adient és l'IPE 200, amb una inèrcia de valor 1940 cm^4.

Per a la biga de la planta d'oficines, operant anàlogament

$$I_x = \frac{\frac{5}{2}}{384} \cdot \frac{(25\frac{Kg}{m^2} \cdot \frac{5,7m}{2} + 200\frac{Kg}{m^2} \cdot \frac{5,7m}{2} + 250\frac{Kg}{m^2} \cdot 4,5m + 300\frac{Kg}{m^2} \cdot \frac{5,7m}{2}) \cdot \frac{1m}{100cm} \cdot 570^3 cm^3}{2,1 \cdot 10^6 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot 250 =$$

$$= 3762,37 cm^4$$

Correspon un IPE 240 (I_x = 390 cm^4).

- **Segons E.L.U.**

En aquest cas, s'ha de mirar en cada cas el moment flector màxim. Convé recordar que, a diferència d'abans, ara cal tenir en compte l'efecte de les accions, amb el seu coeficient de seguretat. Per un acer del tipus A42-b, es fa la comprovació següent:

$$\sigma = \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600\frac{Kg}{cm^2}$$

En el cas de la jàssera superior, el moment flector major té un valor de 4,13 Tn·m, corresponent al nus 3. Per tant,

$$\sigma = \frac{4130Kg \cdot m \cdot \frac{100cm}{1m}}{W} \leq 2600\frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow W = 158,84cm^3$$

Un mòdul resistent major o igual al calculat, per un perfil de la sèrie IPE, correspon a un IPE 200 (W_x = 194 cm^3).

En el cas de la jàssera inferior, el moment flector màxim val 10,15 Tn·m, i correspon al nus 14, situat just a sota del nus 3.

Així:

$$\sigma = \frac{10150Kg \cdot m \cdot \frac{100cm}{1m}}{W} \leq 2600\frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow W = 390,38cm^3$$

El perfil més adequat serà un IPE 270, amb un mòdul resistent de valor 429 cm^3.

De tots dos mètodes, s'escullen aquells resultats més conservadors. Per tant, per a la jàssera de coberta el perfil triat és un IPE 200, mentre que per a la de la planta d'oficines, es tria un perfil IPE 300, en comptes de l' IPE 270, ja que en la resta de pòrtics és el que es fa servir.

2.3.2. Pilars exteriors

Com en el cas dels pòrtics interiors, es faran servir els pilars HEB 300 utilitzats en tota la nau.

2.3.3. Pilarets

- *Planta oficines*

La reacció major en les articulacions correspon al node 3, i té un valor de 8,55 Tn.

S'escull, en principi, un perfil HEB 100:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 300}{4{,}16} = 144{,}24 \Rightarrow w_x = 3{,}67\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 300}{2{,}53} = 83 \Rightarrow w_y = 1{,}57\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 3{,}67$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 3{,}67\cdot\frac{8550}{26} = 1206{,}86\frac{Kp}{cm^2} \le 2600\frac{Kp}{cm^2}$$

- *Planta baixa*

En aquest cas, la reacció més gran es produeix en el nus 14, just a sota del cas de les oficines. El seu valor és de 20,6 Tn. Si es parteix, com abans, d'un perfil HEB 100:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 450}{4{,}16} = 216{,}35 \Rightarrow w_x = 7{,}86\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 450}{2{,}53} = 124{,}50 \Rightarrow w_y = 2{,}82\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 7{,}86$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 7{,}86\cdot\frac{20600}{26} = 6227{,}53\frac{Kp}{cm^2} > 2600\frac{Kp}{cm^2}$$

Es proven perfils HEB 160:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 450}{6{,}78} = 132{,}74 \Rightarrow w_x = 3{,}19\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 450}{4{,}05} = 77{,}77 \Rightarrow w_y = 1{,}47\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 3{,}19$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 3{,}19\cdot\frac{20600}{54{,}3} = 1210{,}2\,\frac{Kp}{cm^2} \le 2600\,\frac{Kp}{cm^2}$$

Com que aquest valor és molt inferior a la tensió límit, es mirarà un perfil inferior, és a dir, l'HEB 140:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{2\cdot 450}{5{,}93} = 151{,}77 \Rightarrow w_x = 4{,}05\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 450}{3{,}58} = 88 \Rightarrow w_y = 1{,}69\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 4{,}05$$

$$\sigma = w\cdot\frac{N^*}{A} = 4{,}05\cdot\frac{20600}{43} = 1940{,}23\,\frac{Kp}{cm^2} \le 2600\,\frac{Kp}{cm^2}$$

Tot i que, de nou, aquest perfil seria adequat, es tria l'anterior, per les mateixes raons geomètriques que en la resta dels pòrtics.

3. Càlcul i dimensionat dels pòrtics de la zona de taller: pòrtics principals

En aquest cas s'opta per una estructura porticada de nusos rígids, on les jàsseres seran bigues de gelosia tipus Pratt, construïdes a partir de la combinació de tubs buits rectangulars (R.H.S.) i tubs quadrats (R.H.S.). Ambdós perfils, conformats en fred, tindran unes mides estandaritzades.

Es fa una distinció entre el que es consideren pòrtics principals de gelosia (amb els pilars interiors), i els anomenats pòrtics auxiliars, els quals, en comptes de comptar amb dits pilars, es recolzen sobre unes altres bigues Pratt disposades en sentit longitudinal de la nau.

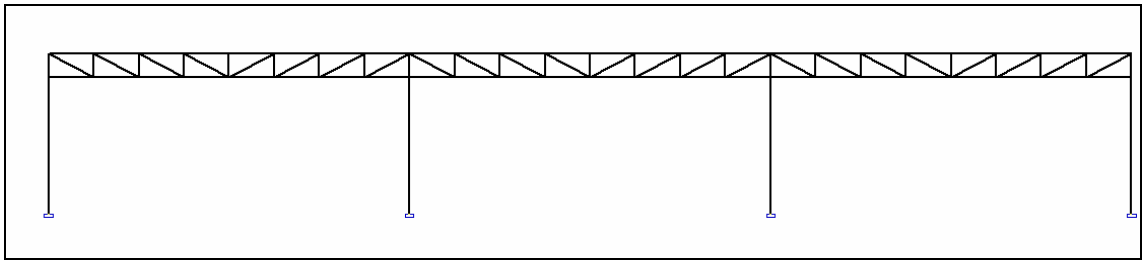


Figura 3.1. Esquema dels pòrtics principals de gelosia (taller).

L'alçada de l'estructura és de 7,5 m., la distància entre pilars és de 17 m., el cantell de la biga Pratt és 1,2 m. (h/15), i la distància entre muntants és de 2,125 m.

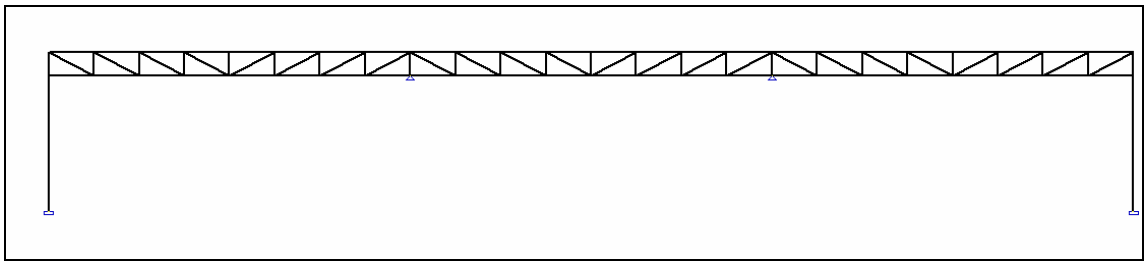


Figura 3.2. Esquema dels pòrtics auxiliars de gelosia (taller).

3.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura

En el cas dels pòrtics interiors (tots excepte el de la façana posterior), s'haurà de tenir en compte el pes propi de l'estructura, el de les corretges i la coberta, la sobrecàrrega d'instal·lacions, la de neu i l'acció del vent. Ara, però, en la combinació d'accions, el cas que s'estudiarà és el Cas Ic (Taula 3.6), corresponent a la prèsencia de les accions constants, el vent i la neu.

De nou, les càrregues verticals s'entendran com una càrrega uniformement repartida al llarg de les gelosies, mentre que les càrregues horitzontals, producte de l'acció del vent, s'entendran com càrregues concentrades en els caps dels pilars, a l'alçada de la unió amb la gelosia i la biga de tancament perimetral. Totes les forces aniran majorades pel corresponent coeficient de seguretat, segons el Cas Ic.

$$Q1 = 1{,}33 \times \left[25\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 25\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + 20\frac{Kg}{m} \right] + 1{,}5 \times 10\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m + \\ + 1{,}5 \times 60\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m \approx 995\frac{Kg}{m} \qquad \text{(Eq. 3.1)}$$

$$F_1^{sobrevent} = 1{,}5 \times 40\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m \cdot 7{,}5m = 2565Kg \qquad \text{(Eq. 3.2)}$$

$$F_1^{sotavent} = 1{,}5 \times 20\frac{Kg}{m^2} \cdot 5{,}7m \cdot 7{,}5m = 1283Kg \qquad \text{(Eq. 3.3)}$$

A l'igual que abans, Q1 representa les càrregues verticals, uniformement repartides, mentre que F és l'acció del vent, a sobrevent i a sotavent.

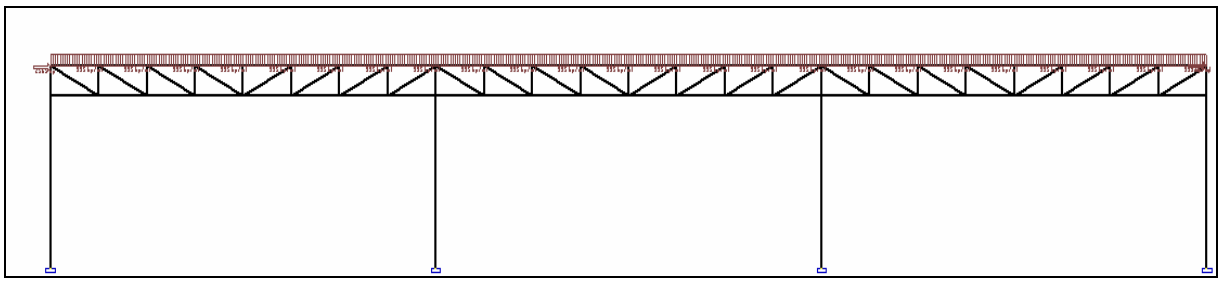


Figura 3.3. Esquema dels esforços aplicats en els pòrtics principals de gelosia (taller).

L'Eurocodi estima que quan les relacions entre les longituds dels elements que conformen la gelosia i els seus cantells siguin superiors a 6, es pot analitzar la biga com un sistema articulat solicitat per una sèrie de càrregues puntuals equivalents, concentrades en els nusos. En el cordó superior, però, ha d'incloure's en els càlculs de comprovació de la secció la flexió deguda a la càrrega uniformement repartida.

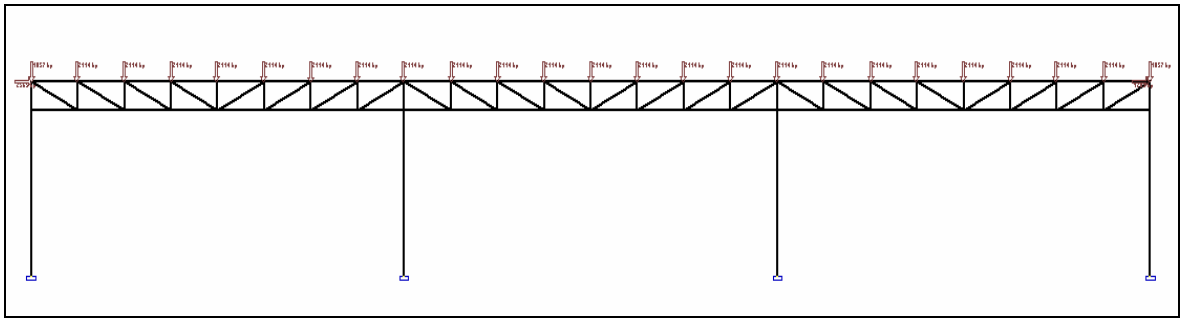


Figura 3.4. Càrregues puntuals equivalents per al pòrtic de gelosia segons l'Eurocodi.

3.2. Primeres aproximacions. Predimensionament.

Abans de començar a provar perfils per als pòrtics, és bona pràctica fer una primera aproximació per tal de donar una orientació sobre aquests. Amb aquest pas previ, s'estalviarà molt de temps, quan no es disposa d'una experiència suficient com per a fer una bona tria a primera vista, ja que no es proven seccions sense un criteri de partida, sinó que a partir d'unes restriccions, es convergirà cap a una solució adequada.

Es seguirà el procediment descrit pel Dr. Fornons [Fornons, 2002, p.III.53] per al cas de jàsseres de gelosia hiperestàtica de coberta plana. Concretament, es seguiran les indicacions que fan referència als pòrtics rectangulars múltiples de gelosia.

Es considerarà que les bases dels pilars estaran empotrades en els ciments, entenent-se com a empotraments perfectes. El cantell *h* de les gelosies es fixarà entre una desena i una vintena part de la seva llum. En el cas de les gelosies objecte d'estudi, es considerarà una quinzena part de la llum corresponent.

- *Càrregues gravitatòries*

  En el cas de les càrregues gravitatòries, es prendrà la hipòtesi de que la rigidesa dels pilars serà molt més petita que la de les jàsseres. Llavors, el moment negatiu M en els recolzaments interiors es podrà considerar igual que el d'una jàssera contínua, és a dir (Eq. 3.4):

$$M^* = \frac{1}{10} \cdot Q^* \cdot L^2 \qquad \text{(Eq. 3.4)}$$

El moment en els extrems serà igual a $M' = M^* / 3$. Per la seva banda, l'esforç axil estimat en els cordons, considerant els arriostraments, serà de $F^* = \pm M / h$. Per als pilars, la càrrega axil dels interiors pot estimar-se calculant la isostàtica incrementada en un 10%, mentre que per als pilars extrems no hi ha necessitat de disminuir la isostàtica estimada. Els moments flectors deguts a aquest tipus de càrregues, en pilars interiors, es poden menysprear, mentre que per als extrems s'estimarà un valor de M^*/3. Per tant, segons les indicacions donades:

Gelosies:

$$M^*_{\text{int}} = \frac{1}{10} \cdot Q^* \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot 995 \frac{Kg}{m} \cdot 17^2 m^2 = 28755{,}5 Kg \cdot m$$

$$F^* = \pm \frac{M}{h} = \pm \frac{28755{,}5 Kg \cdot m}{\frac{17}{15} m} = \pm 25373{,}5 Kg \qquad \text{(Eq. 3.5)}$$

Pilars interiors:

$$N^* = Q^* \cdot L = 995 \frac{Kg}{m} \cdot 17m = 16915 Kg \qquad \text{(Eq. 3.6)}$$

Pilars exteriors:

$$N^* = Q^* \cdot \frac{L}{2} = 995 \frac{Kg}{m} \cdot \frac{17}{2} m = 8457{,}5 Kg$$

$$M^*_{ext} = \frac{M^*}{3} = \frac{28755{,}5 Kg \cdot m}{3} = 9585{,}16 Kg \cdot m$$

- *Càrregues horitzontals de vent*

S'admet que el diagrama de moment flectors en pilars passa pel seu centre, i que el tallant *T* del pòrtic es reparteix per igual en tots els *m* pilars del mateix. Per tant, per a cada pilar es tindrà el moment flector estimat (Eq. 3.8):

$$T = \frac{F}{m} \qquad \text{(Eq. 3.7)}$$

$$\mu = \frac{6 \cdot E \cdot \mathrm{I} \cdot \Delta}{H^2} = \frac{T \cdot H}{2} \qquad \text{(Eq. 3.8)}$$

Els esforços axils deguts a l'acció del vent es poden mensprear en els pilars, però no en la gelosia, per a la qual s'assimilaran com a axils els tallants dels pilars.

Es considera una càrrega horitzontal total de 3847 Kg. Llavors:

$$T = \frac{F}{m} = \frac{3847Kg}{4} \approx 962Kg$$
$$\mu = \frac{6 \cdot E \cdot \mathrm{I} \cdot \Delta}{H^2} = \frac{T \cdot H}{2} = \frac{962Kg \cdot 7.5m}{2} = 3607{,}5Kg \cdot m$$

Amb aquests valors, i fent ús de la superposició de les càrregues horitzontals i verticals, es poden treure una sèrie de primers perfilats. En el cas dels cordons, si es fa una primera aproximació a partir dels esforços axils:

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma = \frac{26335Kg}{A} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow A \geq 10{,}20cm^2$$

En el cas dels perfils RHS, aquest valor de la secció exigeix, com a mínim, perfils RHS 80x60x5, en el cas rectangular, o RHS70x70x4, per al cas de perfils quadrats.

Per al cas dels pilars exteriors, els esforços axils i moments flectors (en els extrems) totals seran 8458 Kg i 13193 Kg·m, respectivament. Llavors, si es prima, a priori, l'efecte del moment sobre l'axil:

$$\sigma \approx \frac{M^*}{W} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma \approx \frac{1319300Kg \cdot cm}{W} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow W \geq 507{,}42cm^3$$

Si es vol que aquests elements siguin perfils de la sèrie HEB, com a mínim, s'hauria d'agafar un HEB 200.

Seguint les mateixes indicacions per als pilars interiors, però donant ara certa importància a l'esforç axil, es farà la comprovació per al cas d'un altre pilar HEB 200:

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{1\cdot 750}{8{,}54} = 87{,}828 \Rightarrow w_x = 1{,}69\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 750}{5{,}07} = 103{,}55 \Rightarrow w_y = 2{,}09\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 2{,}09$$

$$\sigma = 2{,}09\cdot\frac{16915}{78{,}1} + \frac{360750}{1680} \approx 667\,\frac{Kg}{cm^2} \le \sigma_e = 2600\,\frac{Kg}{cm^2}$$

Per tant, ja es pot tenir una idea per tal de començar a analitzar l'estructura, fent servir mètodes i criteris de càlcul més precisos.

3.3. Perfilat de l'estructura

Un cop fixades les bases a partir de les quals definir aquesta estructura, s'ha procedit al seu estudi en profunditat i precisió mitjançant el programa ESTRUWIN. Posteriorment es realitza la seva comprovació, segons l'Eurocodi i la NBE EA-95. Cal destacar que, si bé amb perfils inferiors els elements aguanten bé les sol·licitacions, s'han hagut de triar d'altres majors, ja que les fletxes que es produïen eren superiors a les recomanades. Tot seguit es mostren els càlculs realitzats durant els perfilats definitius. Els perfils a comprovar es poden veure a a la Taula 3.1:

Element	Perfil
Pilars	HEB 300
Cordó superior	RHS 140x80x5
Cordó inferior	RHS 90x90x4
Diagonals	RHS 80x80x4
Muntants verticals	RHS 60x60x4

Taula 3.1. Perfils objecte d'estudi per als pòrtics principals de taller.

3.3.1. Jàsseres

Segons l'Eurocodi

A l' ésser les relacions entre les longituts de les barres i els seus cantells superiors a 6, pot analitzar-se la gelosia com un sistema articulat sol·licitat per les càrregues puntuals equivalents. En el cordó superior, però, ha d'incloure's la flexió que proporciona la càrrega uniformement repartida.

Per altra banda, al majorar les càrregues, es considera que el coeficient que acompanya a les permanents, d'acord amb la NBE EA-95 (Cas Ic), de valor 1,33, és molt semblant al 1,35 que dicta l'Eurocodi. Com que per a les accions variables el coeficient en tots dos casos val 1,5, es considera que es poden fer servir els resultats, en lo que a esforços respecta, obtinguts mitjançant el criteri de majoració de la NBE.

- *Cordó superior (RHS 140x80x5)*

La secció està solicitada a compressió combinada amb flexió deguda a la càrrega aplicada directament sobre el cordó superior.

- En l'ala comprimida:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{\left(b - 3 \cdot t_f\right)}{t_f} \qquad \text{(Eq. 3.9)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{\left(80 - 3 \cdot 5\right)}{5} = 13$$

Seguint les indicacions recollides en l'Eurocodi sobre esbelteses límits de peces comprimides :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \cdot \varepsilon \qquad \text{(Eq. 3.10)}$$

$$\frac{d}{t_w} = 13 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{260}} = 31{,}37$$

- Ànima solicitada a flexocompressió:

$$d = h - 3 \cdot t = 140 - 3 \cdot 5 = 125mm \qquad \text{(Eq. 3.11)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{125}{5} = 25 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{260}} = 31{,}37$$

Per tant, l'ànima també és de Classe I. Com que ales i ànimes són de Classe I, es considera tot el cordó superio d'aquesta classe.

- *Esforços de barra*

De tot el cordó superior, la barra amb un esforç axil més gran és la número 3 (veure Annex B), amb un valor de 19,067 Tn. (compressió). El seu diagrama de moments flectors es mostra en la Figura 3.5.

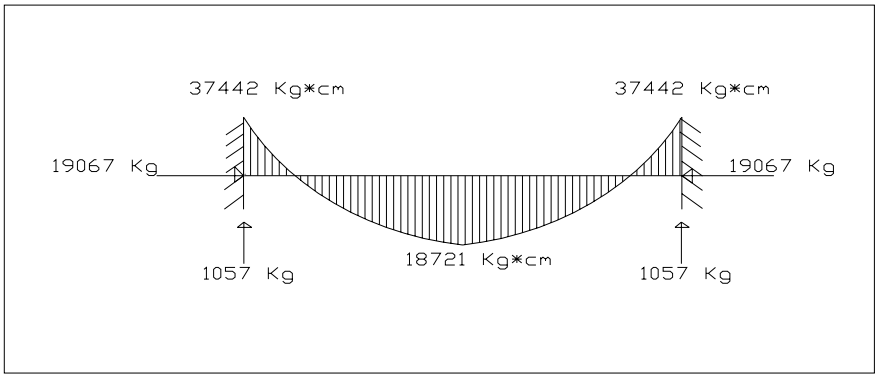


Figura 3.5. Esforços en la barra 3 (cordó superior)

Si es considera el cordó superior com una biga contínua recolzada en els diferents nusos, els trams intermitjos es comporten gairebé com una biga bi-empotrada. Llavors, el moment flector mostrat a la Figura 3.5 es calcula segons (Eq. 3.12):

$$M^* = \frac{1}{12} \times 995 \frac{Kg}{m} \times 2{,}125 m^2 = 374{,}42 Kg \cdot m = 37442 Kg \cdot cm \qquad \text{(Eq. 3.12)}$$

$$Q^* = 995 \frac{Kg}{m} \times \frac{2{,}125 m}{2} = 1057 Kg \qquad \text{(Eq. 3.13)}$$

- *Resistència a tallant*

La comprovació a tallant de les seccions verticals consisteix en verificar que l'esforç tallant de càlcul, Q*, és inferior al tallant últim Q_u de la secció (Eq. 3.14).

$$Q^* < Q_u \qquad \text{(Eq. 3.14)}$$

$$Q_u = \frac{A_Q \cdot \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_M} \qquad \text{(Eq. 3.15)}$$

On A_Q és l'àrea eficaç al tall, i coincideix pràcticament amb l'àrea de l'ànima. L'Eurocodi indica, per seccions buides rectangulars (Eq. 3.16).

$$A_Q = \frac{A \cdot h}{(b+h)} \qquad \text{(Eq. 3.16)}$$

Per la seva part, γ_M és un coeficient minorador de la resistència de material, de valor igual a 1,10. Així:

$$A_Q = \frac{20{,}356 \cdot 14}{(8+14)} = 12{,}954 cm^2$$

$$Q_u = \frac{12{,}954 + \left(2600 / \sqrt{3} \right)}{1{,}1} = 17609{,}4 Kg$$

$$Q^* = 1057 Kg < Q_u = 17609{,}4 Kg$$

Per tant, la secció és vàlida, a efectes de tallant.

- *Resistència a flexió*

Primerament, s'ha de comprovar que l'esforç tallant calculat no superi el 50% de l'esforç tallant d'esgotament (Eq. 3.17).

$$Q^* < 0{,}5 \cdot Q_u \qquad \text{(Eq. 3.17)}$$

$$1057 Kg < 0{,}5 \cdot 17609 \approx 8805 Kp$$

Com que es compleix la desigualtat, no es produirà una reducció de la capacitat de resistència a flexió per tallant.

Per altra banda, com que el cordó superior és Classe I, s'ha de verificar l'equació següent (Eq. 3.18):

$$M^* \leq M_{u,Nx} \qquad \text{(Eq. 3.18)}$$

On $M_{u,Nx}$ és el moment d'esgotament respecte l'eix x-x (eix fort), reduit per la influència de l'esforç axil.

$$n = \frac{N^*}{\left(A_{fy} / \gamma_M \right)} = \frac{19067}{20{,}356 \cdot 2600 / 1{,}1} = 0{,}417 \qquad \text{(Eq. 3.19)}$$

$$\begin{cases} a_w = \dfrac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} \\ a_w \leq 0{,}50 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 3.20)}$$

Llavors, resulta:

$$\left.\begin{cases} a_w = \dfrac{20{,}356 - 2 \cdot 8 \cdot 0{,}5}{20{,}356} = 0{,}607 \\ a_w \leq 0{,}50 \end{cases}\right\} \Rightarrow a_w = 0{,}5$$

$$M_{u,Nx} = \frac{W_{p,x}}{\gamma_M} \cdot \frac{1-n}{1-0{,}5 \cdot a} \qquad \text{(Eq. 3.21)}$$

$$M_{u,Nx} = \frac{67{,}236 \cdot 2600}{1{,}1} \cdot \frac{1-0{,}417}{1-0{,}5 \cdot 0{,}5} = 123585 Kp \cdot m$$

$$37442 Kp \cdot m \leq 123585 Kp \cdot m \Rightarrow Compleix$$

- *Resistència a pangeig en flexocompressió*

La comprovació a pangeig respecte l'eix fort es fa aplicant (Eq. 3.22):

$$\frac{N^*}{N_{b,x,Rd}} + \frac{K_x \cdot M_x^*}{M_{u,x}} < 1 \qquad \text{(Eq. 3.22)}$$

$N_{b,x,Rd}$: Càrrega de pangeig per a l'eix de major inèrcia

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \qquad \text{(Eq. 3.23)}$$

*M**: Moment de càlcul respecte l'eix x-x.

$M_{u,x}$: Moment d'esgotament respecte l'eix x-x. Per a seccions de Classe I:

$$M_{u,x} = \frac{W_{p,x} \cdot f_y}{\gamma_M} \qquad \text{(Eq. 3.24)}$$

K_x : Coeficient associat al factor d'amplificació (i, per tant, a l'esbeltesa $\bar{\lambda}_x$), i a la forma del diagrama de moments respecte l'eix x-x.

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x} = \frac{212,5}{5,037} = 43,07$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89,28 \qquad \text{(Eq. 3.25)}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{43,07}{89,28} = 0,482 \qquad \text{(Eq. 3.26)}$$

D'acord amb les taules corresponents [Argüelles, 2001b, p. 7.48], $\chi_x \approx 0,9$.

Llavors,

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9 \cdot 20,356 \cdot 2600}{1,1} = 41175,5Kg$$

Per a determinar K_x, s'agafa el valor conservador de 1,5.

$$M_{u,x} = \frac{W_{p,x} \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{73,746 \cdot 2600}{1,1} \approx 174308Kg{\cdot}m$$

$$\frac{19067}{41175} + \frac{1,5 \cdot 37442}{174308} = 0,785 < 1$$

Es pot concloure que aquesta secció és resistent al pangeig a flexocompressió. Com que tota l'estructura està arriostrada lateralment, no serà necessari comprovar el pangeig respecte l'eix dèbil.

- *Cordó inferior (RHS 90x90x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{\left(b - 3 \cdot t_f\right)}{t_f}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{90-3\cdot 4}{4}=19{,}5\le 33\cdot\sqrt{\frac{235}{260}}=31{,}37\Rightarrow ClasseI$$

$$N_u=\frac{A\cdot f_y}{\gamma_M}=\frac{13{,}348\cdot 2600}{1{,}1}\approx 31549{,}5Kg>26002Kg(elem.32) \qquad \text{(Eq. 3.27)}$$

$$\Rightarrow Compleix$$

- *Gelosia de l'ànima: Elements diagonals (RHS 80x80x4)*

$$\frac{d}{t_w}=\frac{(80-3\cdot 4)}{4}=17<33\cdot\varepsilon=31{,}37\Rightarrow ClasseI$$

L'esforç límit de tracció que pot resistir la secció és:

$$N_{t,Rd}=\frac{A\cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \qquad \text{(Eq. 3.28)}$$

$$N_{t,Rd}=\frac{11{,}748\cdot 2600}{1{,}1}=27768Kp$$

L'esforç axil més gran, en el cas de les diagonals, correspon a l'element 75 (segons representació en ESTRUWIN), i té un valor de 17477 Kg (tracció). Per tant, es compleix que $N_{t,Rd}>N^*$.

Esbeltesa:

$$\lambda_x=\frac{\beta\cdot L_x}{i_x}=\frac{0{,}9\cdot 241}{3{,}07}=70{,}65$$

$$\lambda_E=\pi\cdot\sqrt{\frac{E}{f_y}}=\pi\cdot\sqrt{\frac{2100000}{2600}}=89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x=\frac{\lambda_x}{\lambda_e}=\frac{70{,}65}{89{,}28}=0{,}79\Rightarrow\chi\approx 0{,}74$$

Llavors, la càrrega de pangeig és:

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}74 \cdot 11{,}748 \cdot 2600}{1{,}1} = 20548Kg > 17477Kg$$

$$\Rightarrow Compleix$$

- *Gelosia de l'ànima: Elements muntants (RHS 60x60x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(60 - 3 \cdot 4)}{4} = 12 < 33 \cdot \varepsilon = 31{,}37 \Rightarrow ClasseI$$

L'esforç límit de tracció que pot resistir la secció és:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{8{,}548 \cdot 2600}{1{,}1} = 20205Kp$$

L'esforç axil més gran, en el cas dels muntants, correspon a l'element 99, i té un valor de 7729 Kg (compressió). Per tant, es compleix que $N_{t,Rd} > N^*$.

Esbeltesa:

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{0{,}9 \cdot 113{,}3}{2{,}251} = 45{,}30$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{45{,}30}{89{,}28} = 0{,}51 \Rightarrow \chi \approx 0{,}9$$

Llavors, la càrrega de pangeig és:

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}9 \cdot 8{,}548 \cdot 2600}{1{,}1} = 18184Kg > 7729Kg$$

$$\Rightarrow Compleix$$

Segons la Norma NBE EA-95

- *Cordó superior*

Es comprovarà l'equació de les tensions:

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

No obstant, es farà ús de la recomanació de la Norma que diu que "*En les estructures triangulars carregades en els nusos pot considerar-se en general que les barres estan solicitades axilment, prescindint-se dels moments flectors deguts a la rigidesa de les unions en els nusos*".

Per tant, només fa falta fer la comprovació $\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$

1) Comprovació de resistència en els extrems (element 3)

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{19067}{20{,}356} = 936{,}67 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

2) Comprovació de pangeig en la secció central de la barra (element 3)

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{212{,}5}{5{,}037} = 43 \Rightarrow w = 1{,}09$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}09 \cdot \frac{19067}{20{,}356} = 1073{,}72 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Aquest resultat és més favorable que l'obtingut amb L'Eurocodi, pel fet de realitzar-se la comprovació a pangeig en les seccions incloses solament en la part central de la barra, en una longitud (0,4·longitud de la peça).

- *Cordó inferior*

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{26002}{13{,}348} = 1948 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Gelosia de l'ànima: diagonals comprimides*

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{240{,}82}{3{,}07} = 78{,}44 \Rightarrow w = 1{,}47$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}47 \cdot \frac{17477}{11{,}748} = 2186{,}85 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Gelosia de l'ànima: elements verticals (muntants)*

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{113{,}3}{2{,}251} = 50{,}33 \Rightarrow w = 1{,}13$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}13 \cdot \frac{7729}{8{,}548} = 1021{,}73 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Per tant, s'ha pogut comprovar que els perfils seleccionats per a la biga Pratt són adients, des del punt de vista dels dos criteris. En línies generals, es pot afirmar que el mètode de la Norma NBE EA-95 és més favorable que el de l'Eurocodi.

- *Càlcul de les fletxes pel cas de les gelosies*

S'assimilaran les bigues de gelosia a bigues d'ànima plena amb un moment d'inèrcia igual al 75% del corresponent als cordons. Com que pel cordó superior el perfil era del tipus RHS 140x80x5, amb inèrcia de valor 516,219 cm^4, el 75% serà, aproximadament, 387 cm^4. Un perfil de la sèrie IPE amb una I_x semblant és l'IPE 140.

Llavors, seguint les indicacions de la NBE EA-95, la fletxa es calcularà segons (Eq. 3.29):

$$\delta = \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot L^2}{h} = \alpha \cdot \frac{\frac{M}{W} \cdot L^2}{h} \qquad \text{(Eq. 3.29)}$$

On α és un coeficient que depèn de la classe de sustentació i del tipus de càrrega. En aquest cas, com els extrems del pòrtic són empotrats, s'agafa un valor de 0,3.

$$\delta = \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot L^2}{h} = 0{,}3 \cdot \frac{\frac{37442}{1{,}5 \cdot 77{,}3 \cdot 100} \cdot 17^2}{14} = 20mm$$

D'acord amb l'Equació 2.12,

$$\delta = 20mm \leq \frac{L}{250} = \frac{17000}{250} = 68mm$$

En realitat, les fletxes, si es miren els resultats obtinguts amb el programa ESTRUWIN (Annex B), són una mica inferiors. Per tant, aquesta aproximació és prou bona per fer-se una primera idea de l'ordre dels valors.

3.3.2. Pilars

Les unions entre els pilars i les gelosies es defineixen com a rígides. Les càrregues verticals gairebé provoquen flexió en els primers, però sí esforços axils de compressió.

Es procedirà al perfilat dels pilars, de la mateixa manera que s'ha fet en els pòrtics de la zona d'oficines:

- *Pilars exteriors*

  En aquest cas, l'element amb unes solicitacions més desfavorables també és el pilar de la dreta, amb un moment flector màxim de 10,34 Tn·m, i un esforç axil de compressió de 7,76 Tn. Per disposar de pilars de les mateixes mides en tota l'estructura, s'aposta per perfils HEB 300:

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1 \cdot 750}{13} = 57{,}69 \Rightarrow w_x = 1{,}20 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7 \cdot 750}{7{,}58} = 69{,}26 \Rightarrow w_y = 1{,}33 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 1{,}33$$

$$\sigma = 1{,}33 \cdot \frac{7764}{149} + \frac{1034000}{1680} \approx 685 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Mirant els desplaçamanents en l'extrem superior dels pilars:

$$\delta = 12mm < \frac{L}{250} = \frac{7500}{250} = 30mm$$

Per tant, s'accepta el perfil HEB 300 com a bo.

- *Pilars interiors*

Continuant amb el perfil esmentat anteriorment, en aquest cas l'element més desfavorable és el que correspon a la dreta (interior), amb un moment flector màxim de 5,64 Tn·m i un esforç axil de 18,058 Tn (compressió).

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{1\cdot 750}{13} = 57{,}69 \Rightarrow w_x = 1{,}20\\ \lambda_y &= \frac{0{,}7\cdot 750}{7{,}58} = 69{,}26 \Rightarrow w_y = 1{,}33\end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 1{,}33$$

$$\sigma = 1{,}33\cdot\frac{18058}{149} + \frac{564000}{1680} \approx 497\frac{Kg}{cm^2} \le \sigma_e = 2600\frac{Kg}{cm^2}$$

Mirant els desplaçamanents en l'extrem superior dels pilars:

$$\delta = 7{,}4mm < \frac{L}{250} = \frac{7500}{250} = 30mm$$

Tot i que sembla que els pilars estan sobredimensionats, a tenor amb els resutats obtinguts, es considera que a més dels esforços senyalats, hauran d'aguantar el pes dels tancaments laterals, en el cas dels pilars exteriors, i el pes de les gelosies auxiliars que es disposen en sentit longitudinal de la nau per evitar en la mesura de lo posssible la presència de peus drets en taller, en el cas dels pilars interiors. Per tant, es pren la decisió de conservar dits perfils, apostant pel costat de la seguretat.

4. Càlcul i dimensionat dels pòrtics de la zona de taller: pòrtics auxiliars

Aquests pòrtics són exactament iguals que els definits com a "principals". L'única diferència és que les gelosies no descansen sobre pilars interiors, sinó que per realitzar la funció d'aquests es disposaran unes altres gelosies, en sentit perpendicular, sobre les que es recolzaran les bigues d'aquestes estructures. D'aquests forma, s'aconsegueix modular el taller en unes àrees quadrades de 17x17 m^2, en l'interior de les quals no hi ha cap pilar.

L'alçada de l'estructura és de 7,5 m., la distància entre pilars és de 51 m. (però cada 17 metres hi ha un recolzament), el cantell de la biga Pratt és 1,2 m. (h/15), i la distància entre muntants és de 2,125 m.

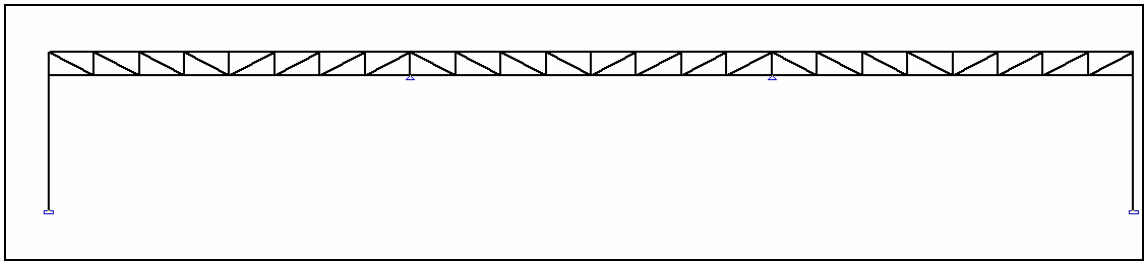


Figura 4.1. Esquema dels pòrtics auxiliars de gelosia (taller).

4.1. Determinació de les càrregues que actuen en l'estructura

Com que funcionalment aquests pòrtics són totalment iguals als principals (en taller), les càrregues que hi actuen, així com la combinació dels seus efectes, es mantenen amb els mateixos valors. És a dir,

$$Q1 = 1{,}33\times\left[25\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + 25\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m + 20\frac{Kg}{m} + \right] + 1{,}5\times 10\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m +$$
$$+1{,}5\times 60\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m \approx 995\frac{Kg}{m}$$

$$F_1^{sobrevent} = 1{,}5\times 40\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 7{,}5m = 2565Kg$$

$$F_1^{sotavent} = 1{,}5\times 20\frac{Kg}{m^2}\cdot 5{,}7m\cdot 7{,}5m = 1283Kg$$

4.2. Primeres aproximacions. Predimensionament

En aquest cas, com que les càrregues que pateixen aquests pòrtics, a l'igual que la seva geometria, són iguals als pòrtics principals de taller, es considera com a adequat el predimensionament fet pel cas anteriors.

4.3. Perfilat de l'estructura

Per al pre-dimensionament de l'estructura, s'han fet una sèrie d'assajos emprant diferents perfils, tant pel que fa a la biga Pratt com pel que fa als pilars. Amb els esforços obtinguts mitjançant el programa ESTRUWIN, s'ha procedit a la seva comprovació, segons l'Eurocodi i la NBE EA-95. Tot seguit es mostren els càlculs realitzats durant els perfilats definitius. Els perfils a comprovar es mostren a la Taula 4.1:

Element	Perfil
Pilars	HEB 300
Cordó superior	RHS 140x80x5
Cordó inferior	RHS 90x90x4
Diagonals	RHS 80x80x4
Muntants verticals(*)	RHS 60x60x4

Taula 4.1. Perfils objecte d'estudi per als pòrtics auxiliars de taller.

(*) *En el cas dels muntants units a les gelosies perpendiculars (elements 52 i 60), el perfil serà RHS 80x80x4*.

4.3.1. Jàsseres

Segons l'Eurocodi

Al ésser les relacions entre les longituts de les barres i els seus cantells superiors a 6, pot analitzar-se la gelosia com un sistema articulat sol·licitat per les càrregues puntuals equivalents. En el cordó superior, però, ha d'incloure's la flexió que proporciona la càrrega uniformement repartida.

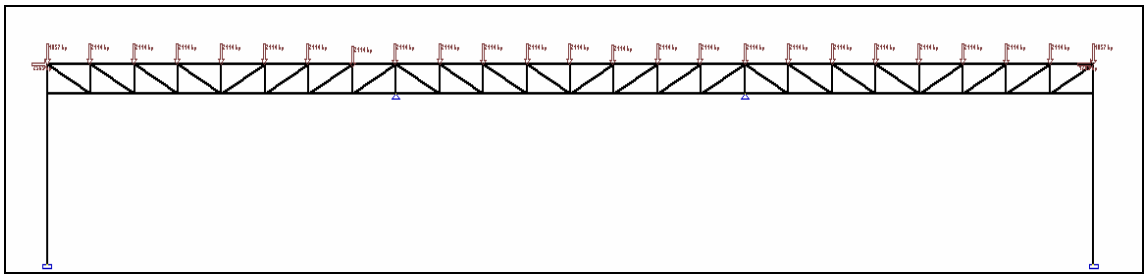


Figura 4.2. Càrregues puntuals equivalents per al pòrtic auxiliar de gelosia segons l'Eurocodi.

- *Cordó superior (RHS 140x80x5)*

  La secció està solicitada a compressió combinada amb flexió deguda a la càrrega aplicada directament sobre el cordó superior.

  - En l'ala comprimida:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(b - 3 \cdot t_f)}{t_f}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(80 - 3 \cdot 5)}{5} = 13$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = 13 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{260}} = 31{,}37$$

  - Ànima solicitada a flexocompressió:

$$d = h - 3 \cdot t = 140 - 3 \cdot 5 = 125 mm$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{125}{5} = 25 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{260}} = 31{,}37$$

Per tant, l'ànima també és de Classe I. Com que ales i ànimes són de Classe I, es considera tot el cordó superio d'aquesta classe.

- *Esforços de barra*

De tot el cordó superior, la barra amb un esforç axil més gran és la número 3 (Annex B), amb un valor de 17822 Tn. (compressió) El seu diagrama de moments flectors es mostra en la Figura 4.3.

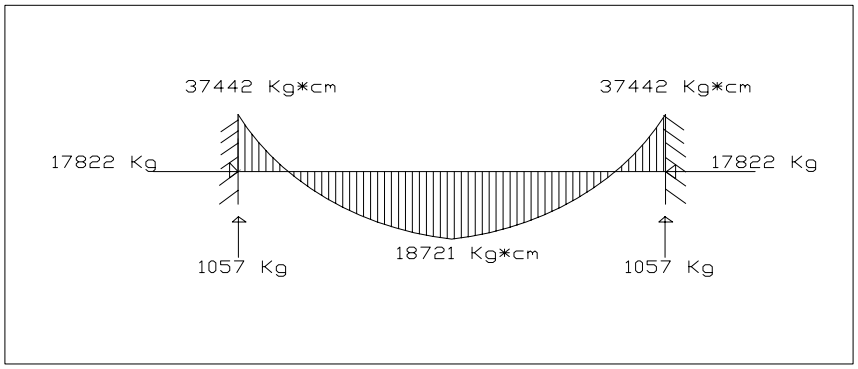


Figura 4.3. Esforços en la barra 3 (cordó superior).

Si es considera el cordó superior con una biga contínua recolzada en els diferents nusos, els trams intermitjos es comporten gairebé com una biga bi-empotrada. Llavors, el moment flector mostrat a la Figura 4.3 es calcula segons:

$$M^* = \frac{1}{12} \times 995 \frac{Kg}{m} \times 2{,}125 m^2 = 374{,}42 Kg \cdot m = 37442 Kg \cdot cm$$

$$Q^* = 995 \frac{Kg}{m} \times \frac{2{,}125 m}{2} = 1057 Kg$$

- *Resistència a tallant*

$$Q^* < Q_u$$

$$Q_u = \frac{A_Q \cdot \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_M}$$

$$A_Q = \frac{A \cdot h}{(b+h)}$$

$$A_Q = \frac{20{,}356 \cdot 14}{(8+14)} = 12{,}954 cm^2$$

$$Q_u = \frac{12{,}954 + \left({2600}/{\sqrt{3}} \right)}{1{,}1} = 17609{,}4 Kg$$

$$Q^* = 1057 Kg < Q_u = 17609{,}4 Kg$$

Per tant, la secció és vàlida, a efectes de tallant.

- *Resistència a flexió*

$$Q^* < 0{,}5 \cdot Q_u$$

$$1057 Kg < 0{,}5 \cdot 17609 \approx 8805 Kp$$

Com que es compleix la desigualtat, no es produirà una reducció de la capacitat de resistència a flexió per tallant.

Per altra banda, com que el cordó superior és Classe I, s'ha de verificar:

$$M^* \leq M_{u,Nx}$$

$$n = \frac{N^*}{\left({A_{fy}}/{\gamma_M} \right)} = \frac{17822}{{20{,}356 \cdot 2600}/{1{,}1}} = 0{,}389$$

$$\begin{cases} a_w = \dfrac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} \\ a_w \leq 0{,}50 \end{cases}$$

D'aplicar l'Equació 3.15, resulta:

$$\left.\begin{cases} a_w = \dfrac{20{,}356 - 2 \cdot 8 \cdot 0{,}5}{20{,}356} = 0{,}607 \\ a_w \leq 0{,}50 \end{cases}\right\} \Rightarrow a_w = 0{,}5$$

$$M_{u,Nx} = \frac{W_{p,x}}{\gamma_M} \cdot \frac{1-n}{1-0{,}5 \cdot a}$$

$$M_{u,Nx} = \frac{67{,}236 \cdot 2600}{1{,}1} \cdot \left(\frac{1-0{,}389}{1-0{,}5 \cdot 0{,}5} \right) = 129352 Kp \cdot m$$

$$37442 Kp \cdot m \leq 129352 Kp \cdot m \Rightarrow Compleix$$

- *Resistència a pangeig en flexocompressió*

$$\frac{N^*}{N_{b,x,Rd}} + \frac{K_x \cdot M_x^*}{M_{u,x}} < 1$$

$N_{b,x,Rd}$: Càrrega de pangeig per a l'eix de major inèrcia

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

*M**: Moment de càlcul respecte l'eix x-x.

$M_{u,x}$: Moment d'esgotament respecte l'eix x-x. Per a seccions de Classe I:

$$M_{u,x} = \frac{W_{p,x} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

K_x : Coeficient associat al factor d'amplificació (i, per tant, a l'esbeltesa $\bar{\lambda}_x$), i a la forma del diagrama de moments respecte l'eix x-x.

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x} = \frac{212{,}5}{5{,}037} = 43{,}07$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{43{,}07}{89{,}28} = 0{,}482$$

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}9 \cdot 20{,}356 \cdot 2600}{1{,}1} = 41175{,}5Kg$$

Per a determinar K_x, s'agafa el valor conservador de 1,5.

$$M_{u,x} = \frac{W_{p,x} \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{73{,}746 \cdot 2600}{1{,}1} \approx 174308Kg{\cdot}m$$

$$\frac{17822}{41175} + \frac{1{,}5 \cdot 37442}{174308} = 0{,}755 < 1$$

Es pot concloure que aquesta secció és resistent al pangeig a flexocompressió. Com que tota l'estructura està arriostrada lateralment, no serà necessari comprovar el pangeig respecte l'eix dèbil.

- *Cordó inferior (RHS 90x90x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{\left(b - 3 \cdot t_f\right)}{t_f}$$

$$\frac{d}{t_w} \le 33 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{90 - 3 \cdot 4}{4} = 19{,}5 \le 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{260}} = 31{,}37 \Rightarrow ClasseI$$

$$N_u = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{13{,}348 \cdot 2600}{1{,}1} \approx 31549{,}5Kg > 26741Kg(elem.32)$$

$$\Rightarrow Compleix$$

- *Gelosia de l'ànima: Elements diagonals (RHS 80x80x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{\left(80 - 3 \cdot 4\right)}{4} = 17 < 33 \cdot \varepsilon = 31{,}37 \Rightarrow ClasseI$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{11{,}748 \cdot 2600}{1{,}1} = 27768Kp$$

L'esforç axil més gran, en el cas de les diagonals, correspon a l'element 75, i té un valor de 17709 Kg (tracció). Per tant, es compleix que $N_{t,Rd} > N^*$.

Esbeltesa:

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{0{,}9 \cdot 241}{3{,}07} = 70{,}65$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{70{,}65}{89{,}28} = 0{,}79 \Rightarrow \chi \approx 0{,}74$$

Llavors, la càrrega de pangeig és:

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}74 \cdot 11{,}748 \cdot 2600}{1{,}1} = 20548Kg > 17709Kg$$

$$\Rightarrow Compleix$$

- *Gelosia de l'ànima: Elements muntants (RHS 60x60x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(60 - 3 \cdot 4)}{4} = 12 < 33 \cdot \varepsilon = 31{,}37 \Rightarrow ClasseI$$

L'esforç límit de tracció que pot resistir la secció és:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{8{,}548 \cdot 2600}{1{,}1} = 20205Kp$$

L'esforç axil més gran, en el cas dels muntants, correspon a l'element 51, i té un valor de 7158 Kg (compressió). Per tant, es compleix que $N_{t,Rd} > N^*$.

Esbeltesa:

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{0{,}9 \cdot 113{,}3}{2{,}251} = 45{,}30$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{45{,}30}{89{,}28} = 0{,}51 \Rightarrow \chi \approx 0{,}9$$

Llavors, la càrrega de pangeig és:

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}9 \cdot 8{,}548 \cdot 2600}{1{,}1} = 18184Kg > 7158Kg$$

$$\Rightarrow Compleix$$

- *Gelosia de l'ànima: Elements muntants coincidents amb els muntants de les gelosies disposades perpendicularment (Elements 52 i 60) (RHS 80x80x4)*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(80 - 3 \cdot 4)}{4} = 17 < 33 \cdot \varepsilon = 31{,}37 \Rightarrow ClasseI$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{11{,}748 \cdot 2600}{1{,}1} = 27768Kp$$

Dels dos elements, l'esforç axil més gran correspon a l'element 52, i té un valor de 17800 Kg (compressió). Per tant, es compleix que $N_{t,Rd} > N^*$.

Esbeltesa:

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{0{,}9 \cdot 113{,}3}{3{,}07} = 33{,}21$$

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 89{,}28$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_e} = \frac{33{,}21}{89{,}28} = 0{,}372 \Rightarrow \chi \approx 0{,}93$$

Llavors, la càrrega de pangeig és:

$$N_{b,x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}93 \cdot 11{,}748 \cdot 2600}{1{,}1} = 25824Kg > 17800Kg$$

$$\Rightarrow Compleix$$

Segons la Norma NBE EA-95

- *Cordó superior*

Es comprovarà l'equació de les tensions:

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

No obstant, es farà ús de la recomanació de la Norma que diu que "*En les estructures triangulars carregades en els nusos pot considerar-se en general que les barres estan solicitades axilment, prescindint-se dels moments flectors deguts a la rigidesa de les unions en els nusos*".

Per tant, només fa falta fer la comprovació $\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$

1) Comprovació de resistència en els extrems (element 3)

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{17822}{20{,}356} = 920{,}75 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

2) Comprovació de pangeig en la secció central de la barra (element 3)

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{212{,}5}{5{,}037} = 43 \Rightarrow w = 1{,}09$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}09 \cdot \frac{17822}{20{,}356} = 1003{,}61 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Cordó inferior*

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{26002}{13{,}348} = 1948 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Gelosia de l'ànima: diagonals comprimides*

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{240{,}82}{3{,}07} = 78{,}44 \Rightarrow w = 1{,}47$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}47 \cdot \frac{17709}{11{,}748} = 2215{,}86 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Gelosia de l'ànima: elements verticals (muntants)*

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{113{,}3}{2{,}251} = 50{,}33 \Rightarrow w = 1{,}13$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}13 \cdot \frac{7158}{8{,}548} = 946{,}25 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Gelosia de l'ànima: elements verticals (muntants) corresponents a l'enllaç amb la gelosia disposada perpendicularment (elements 52 i 60)*

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{113{,}3}{3{,}07} = 36{,}9 \Rightarrow w = 1{,}06$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}06 \cdot \frac{17800}{11{,}748} = 1606 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

- *Càlcul de les fletxes pel cas de les gelosies*

S'assimilaran les bigues de gelosia a bigues d'ànima plena amb un moment d'inèrcia igual al 75% del corresponent als cordons. Com que pel cordó superior el perfil era del tipus RHS 140x80x5, amb inèrcia de valor 516,219 cm^4, el 75% serà, aproximadament, 387 cm^4. Un perfil de la sèrie IPE amb una I_x semblant és l'IPE 140.

Llavors, seguint les indicacions de la NBE EA-95, la fletxa es calcularà segons:

$$\delta = \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot L^2}{h} = \alpha \cdot \frac{\frac{M}{W} \cdot L^2}{h}$$

On α és un coeficient que depèn de la classe de sustentació i del tipus de càrrega. En aquest cas, com els extrems del pòrtic són empotrats, s'agafa un valor de 0,3.

$$\delta = \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot L^2}{h} = 0{,}3 \cdot \frac{\frac{37442}{1{,}5 \cdot 77{,}3 \cdot 100} \cdot 17^2}{14} = 20mm$$

D'acord amb l'Equació 2.12,

$$\delta = 20mm \leq \frac{L}{250} = \frac{17000}{250} = 68mm$$

4.3.2. Pilars

Les unions entre els pilars i les gelosies es defineixen com a rígides. Les càrregues verticals gairebé provoquen flexió en els primers, però sí esforços axils de compressió.

En aquest cas, ambdós pilars pateixen un moment màxim de 8,5 Tn·m. Per disposar de pilars de les mateixes mides en tota l'estructura, s'aposta per perfils HEB 300:

$$\left.\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1 \cdot 750}{13} = 57{,}69 \Rightarrow w_x = 1{,}20 \\ \lambda_y &= \frac{0{,}7 \cdot 750}{7{,}58} = 69{,}26 \Rightarrow w_y = 1{,}33 \end{aligned}\right\} \Rightarrow w_{\max} = 1{,}33$$

$$\sigma = 1{,}33 \cdot \frac{7396}{149} + \frac{850000}{1680} \approx 572 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Mirant els desplaçamanents en l'extrem superior dels pilars:

$$\delta = 4{,}65mm < \frac{L}{250} = \frac{7500}{250} = 30mm$$

Per tant, s'accepta el perfil HEB 300 com a bo.

5. Disseny i càlcul de les bigues de gelosies disposades en sentit longitudinal de la nau

L'objectiu d'aquests elements és fer de suport per a les bigues Pratt dels pòrtics auxiliars de taller, de manera que s'estalviï la col·locació de pilars interiors. Al mateix temps, es donarà al conjunt global de l'estructura una millora de l'arriostrament.

Conceptualment, l'esquema és el mateix que per a l'estructura de taller: pòrtics rígids de gelosia, amb 17 metres de llum entre pilars. Els elements verticals seran els mateixos que els disposats amb anterioritat. És per aquest motiu pel que es van escollir perfils HEB 300, capaços de resistir solicitacions majors de les que en principi es donaven, ja que hauran de fer front a la transmissió d'esforços provinent de les gelosies disposades en sentit transversal i longitudinal.

El disseny de les bigues és lleugerament diferent, ja que s'ha fet coincidir els muntants amb els de les gelosies que les creuen perpendicularment. Ara, la distància entre aquests elements verticals és de 2,83 m.

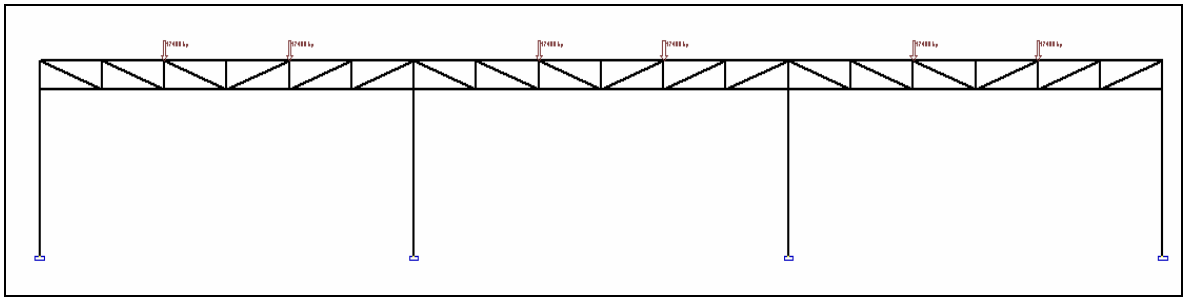


Figura 5.1. Esquema dels pòrtics disposats en sentit longitudinal de la nau.

El perfilat que es considera més adient, i que es comprovarà d'acord amb la Norma NBE EA-95, es mostra a la taula següent:

Element	Perfil
Pilars	HEB 300
Cordó superior	RHS 160x140x5
Cordó inferior	RHS 140x140x5
Diagonals	RHS 140x140x5
Muntants verticals	RHS 80x80x4

Taula 5.1. Perfils objecte d'estudi per a les gelosies transversals.

La raó per la qual s'han disposat perfils més grans que en els casos anteriors és que les càrregues que han de suportar, com a producte del recolzament de les bigues disposades perpendicularment al pla, tenen un valor de 17,4 Tn. No sols s'haurà de comprovar que realment poden aguantar les bigues Pratt, sinó que a més, s'ha de tenir especial cura amb les fletxes.

5.1. Comprovació segons NBE EA-95

5.1.1. Cordó superior

De nou, es farà ús de la recomanació de la Norma de tenir en compte, en les estructures triangulars carregades en els nusos, tan sols l'efecte del moment axil.

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

1) Comprovació de resistència en els extrems (element 8)

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{54476}{28{,}356} = 1921{,}14 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

2) Comprovació de pangeig en la secció central de la barra (element 4)

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{283}{6{,}175} = 45{,}83 \Rightarrow w = 1{,}10$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}10 \cdot \frac{54476}{28{,}356} = 2113{,}26 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

5.1.2. Cordó inferior (element 11)

S'entén com un cas de tracció pura, sense la presència de fenòmens d'inestabilitat.

$$\sigma = \frac{N^*}{A} = \frac{65983}{26{,}10} = 2528{,}08 \frac{Kp}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

5.1.3. Gelosia de l'ànima: diagonals comprimides (element 24)

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{305}{5{,}46} = 55{,}86 \Rightarrow w = 1{,}19$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}19 \cdot \frac{54375}{26{,}10} = 2479{,}16 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

5.1.4. Gelosia de l'ànima: elements verticals (muntants) (Element 69)

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{113{,}3}{3{,}07} = 36{,}9 \Rightarrow w = 1{,}06$$

$$\sigma = w \cdot \frac{N^*}{A} = 1{,}06 \cdot \frac{20549}{11{,}748} = 1854{,}10 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

5.1.5. Comprovació de les fletxes pel cas de les gelosies

Mitjançant l'anàlisi amb el programa ESTRUWIN, el valor de la fletxa màxima és de 56 mm., i correspon a les gelosies dels extrems. En el cas de la biga interior, el desplaçament màxim és una mica inferior, i es situa entorn els 34 mm.

$$\delta = 56mm \leq \frac{L}{250} = \frac{17000}{250} = 68mm$$

6. Càlcul de les corretges

Les corretges són una sèrie de perfils estructurals disposats sobre els pòrtics de la nau (normalment, en sentit perpendicular), la missió de les quals és la de rebre i transmetre les càrregues provinents de la coberta. Generalment, el càlcul d'aquests elements es fa assimilant el seu comportament al d'una biga contínua, recolzada directament sobre els pòrtics. En el cas de la fàbrica d'Òptica S.A., degut a la modularitat adoptada, es consideraran bigues contínues de tres vànols.

Per al perfilat d'aquests elements es consideraran dues hipòtesis: una primera on es considera l'acció de la neu, i una segona on es tindrà en compte una sobrecàrrega d'ús producte de la presència d'operaris en la coberta. En tots dos casos es comptarà amb les càrregues permanents. A saber, el pes propi de les corretges i el de la coberta Deck.

En el cas de les càrregues verticals, teòricament, com que la coberta té un pendent, s'haurien de descomposar segons uns eixos referencials. No obstant, com que la coberta Deck en qüestió es considera plana, i només té un pendent del 1%, suficient perquè l'aigua pugui arribar als canalons, la component horitzontal de les càrregues esmentades es menyspreará.

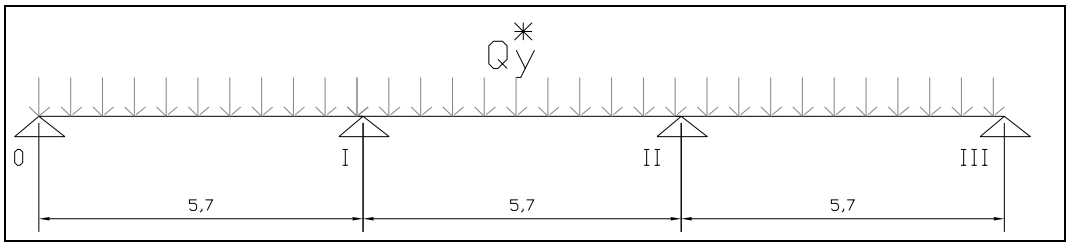


Figura 6.1. Esquema dels corretges com a bigues continues de tres vànols.

No es considerarà necessari disposar de tirantilles per reduir la flexió en l'eix dèbil del perfil.

6.1. Valor de les accions adoptades en el càlcul

Per a una separació entre corretges de 2,125 m., les accions que es consideraran, segons quina sigui la situació, seran les següents:

Accions Permanents

- Pes propi de l'estructura 20 Kg/m
- Pes propi coberta Deck 25 Kg/m^2
- Sobrecàrrega d'instal·lacions 10 Kg/m^2

Sobrecàrrega d'ús

- En coberta (sense neu ni vent, coef.seg. 1,1) 100 kg/m^2

Sobrecàrrega de neu

- Segons procediment NBE AE-88 60 Kg/m^2

Els coeficients de majoració prendran els valors de 1,33 i 1,5, per a les accions permanents i les sobrecàrregues, respectivament.

6.2. Dimensionat de les corretges

Entenent que les càrregues permanents i la sobrecàrrega de neu es comporten com a càrregues verticals uniformement repartides, la resultant de tot el conjunt, majorada, serà:

$$Q_y^* = 1{,}33 \times \left[10\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m + 25\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m + 20\frac{Kg}{m} \right] + 1{,}5 \times 60\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m = \\ = 316{,}76\frac{Kg}{m} \approx 317\frac{Kg}{m} \qquad \text{(Eq. 6.1)}$$

En general, per a una corretja de *m* vànols d'igual llum i *n* vànols en el pla del faldó, formats per les tirantilles (en aquest cas, no és necessari), en el primer recolzament interior es dona la secció crítica. Els moments que es presenten en ella es poden calcular segons l'Equació 6.2.

$$M^*_{x,I} = k_1 \cdot Q^*_y \cdot s^2 \qquad \text{(Eq. 6.2)}$$

On:

K1 : Coeficient que depèn del nombre de vànols (veure Taula 6.1)

S: Separació entre pòrtics transversals (m.)

	Número de vànols					
	1	2	3	4	5	6 o més
K1	0,125	0,125	0,1	0,1071	0,1052	0,1058

Taula 6.1. Valors del coeficient K1 en funció del número de vànols.

Per tant, fent ús de l'equació 6.2, s'obté un valor per al moment en el recolzament I, respecte als eixos forts:

$$M_{x,y} = 0{,}1 \cdot 317 \cdot 5{,}7^2 = 1029{,}18 Kg \cdot m \approx 1029 Kg \cdot m$$

L'esforç tallant es pot calcular segons:

$$T^*_y = Q^*_y \cdot \frac{s}{2} + \frac{M^*_{x,I}}{s} \qquad \text{(Eq. 6.3)}$$

$$T^*_y = 317 \cdot \frac{5{,}7}{2} + \frac{1029}{5{,}7} \approx 1084 Kg$$

S'efectuarà la comprovació a flexió esviaixada de les tensions normals, menyspreant l'efecte de les tangencials:

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W} \leq \sigma_e = 2600 \, {Kg}/{cm^2} \qquad \text{(Eq. 6.4)}$$

$$W \geq \frac{M}{\sigma_e} = \frac{102900}{2600} = 39{,}57 cm^3$$

Mirant els perfils de la sèrie IPE, el que té un mòdul resistent més proper (sempre major o igual) és l'IPE 120, amb un valor de 53 cm^3.

L'esforç tallant en els extrems de la biga contínua, així com la tensió en la unió, es poden obtenir seguint les expressions que es descriuen tot seguit (Eq. 6.5, 6.6):

$$C^* = Q_y^* \cdot s' \cdot \frac{s}{2} \qquad \text{(Eq. 6.5)}$$

$$\tau_{mac}^* = \frac{C^*}{A} \qquad \text{(Eq. 6.6)}$$

On:

s': Separació entre corretges

A: Àrea de la secció

Substituint, s'obté:

$$C^* = 317 \cdot 2{,}125 \cdot \frac{5{,}7}{2} = 1919{,}83Kg \approx 1920Kg$$

$$\tau_{\max}^* = \frac{1920}{13{,}2} = 145{,}45\frac{Kg}{cm^2} < \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 1501{,}11\frac{Kg}{cm^2} \quad \textit{(Von Misses)}$$

Per altra banda,l'esforç axil màxim que podran transmetre les corretges es calcula aplicant l'equació de Navier (Eq. 6.7):

$$\sigma = w \cdot \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W} \le \sigma_{adm} \Rightarrow w \cdot \frac{N}{A} \le \sigma_{adm} - \frac{M_x}{W_x} \Rightarrow N \le \frac{A}{w} \cdot \left(\sigma_{adm} - \frac{M_x}{W}\right) \qquad \text{(Eq. 6.7)}$$

$$\lambda_x = \frac{\beta \cdot L_x}{i_x} = \frac{570}{4{,}90} = 116{,}32 \Rightarrow w = 2{,}53$$

$$N \le \frac{13{,}2}{2{,}53} \cdot \left(2600 - \frac{102900}{53}\right) = 3435{,}60Kg \approx 3436Kg$$

- **Comprovació de la fletxa**

Segons la Norma, per a biguetes de coberta, el valor màxim admissible per a les fletxes és $L/250$. En el cas de les corretges descrites, el valor màxim es presenta en el primer vànol i arriba al valor següent (Eq. 6.8):

$$\delta_{\max} \cong k_3 \cdot Q_y \cdot \frac{s^4}{I_x} \leq \frac{L}{250} \qquad \text{(Eq. 6.8)}$$

On *K3* és un coeficient que depèn del número de vànols (Taula 6.2). Cal tenir en compte que la càrrega no ha d'estar majorada, en el cas de les deformacions.

	Número de vànols					
	1	2	3	4	5	6 o més
K3	6,20	2,48	3,22	3,01	3,07	3,05

Taula 6.2. Valor del coeficient K3 en funció del número de vànols.

$$\delta_{\max} \cong 3{,}22 \cdot \frac{(10+25+60)\frac{Kg}{m^2} \times 2{,}125m + 20\frac{Kg}{m}}{1000} \cdot \frac{(5{,}7m)^4}{318cm^4} =$$

$$= 2{,}37cm > \frac{L}{250} = \frac{570}{250} = 2{,}28cm$$

Tot i que es podria acceptar la igualtat, per seguretat, s'escull un perfil IPE 140.

6.3. Dimesionat de les corretges. Reparacions o manteniment en coberta.

Es considera una sobrecàrrega en la coberta de 100 Kg/m^2, corresponents a persones que hi pugen, per circumstàncies diverses. Ho faran quan no hi hagi neu. El coeficient de majoració, en aquest cas, pren un valor de 1,1.

Seguint exactament el procediment descrit anteriorment:

$$Q_y^* = 1{,}33\times\left[10\frac{Kg}{m^2}\cdot 2{,}125m + 25\frac{Kg}{m^2}\cdot 2{,}125m + 20\frac{Kg}{m}\right] +$$
$$+1{,}1\times 100\frac{Kg}{m^2}\cdot 2{,}125m = 359\frac{Kg}{m}$$

$$M_{x,y} = 0{,}1\cdot 359\cdot 5{,}7^2 = 1167{,}26Kg\cdot m \approx 1167Kg\cdot m$$

$$T_y^* = 359\cdot\frac{5{,}7}{2} + \frac{1167}{5{,}7} \approx 1228Kg$$

Com que els resultats són molt semblants als de la hipòtesi 1, s'agafarà a priori un perfil IPE 140.

$$C^* = 359\cdot 2{,}125\cdot\frac{5{,}7}{2} = 2174{,}19Kg \approx 2174Kg$$

$$\tau_{\max}^* = \frac{2174}{16{,}4} = 132{,}57\frac{Kg}{cm^2} < \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 1501{,}11\frac{Kg}{cm^2} \quad (\textit{Von Misses})$$

$$\lambda_x = \frac{\beta\cdot L_x}{i_x} = \frac{570}{5{,}74} = 99{,}3 \Rightarrow w = 1{,}98$$

$$N \le \frac{16{,}4}{1{,}98}\cdot\left(2600 - \frac{116700}{77{,}3}\right) = 9030{,}74Kg \approx 9031Kg$$

- **Comprovació de la fletxa**

$$\delta_{\max} \cong 3{,}22 \cdot \frac{(10+25+100)\frac{Kg}{m^2} \times 2{,}125m + 20\frac{Kg}{m}}{1000} \cdot \frac{(5{,}7m)^4}{541cm^4} =$$

$$= 1{,}93cm \leq \frac{L}{250} = \frac{570}{250} = 2{,}28cm$$

Per tant, per a les corretges de la nau industrial, es tria un perfil IPE 140, el qual serà vàlid segons les dues hipòtesis de càlcul.

Per al cas de cobertes planes no transitables, la Norma NBE-QB-90 estableix un pendent mínim del 1% i un màxim del 10%. En aquest cas, s'agafarà el valor mínim. Per tal de donar dit pendent a la coberta, es "jugarà" amb les corretges. També es podia haver fet donant una certa inclinació a les bigues de l'estructura, però des del punt de vista constructiu, s'ha considerat millor l'altra opció.

Així, per a una distància entre corretges de 2,125 m. i unes llums de 17 metres, s'adoptarà la següent solució:

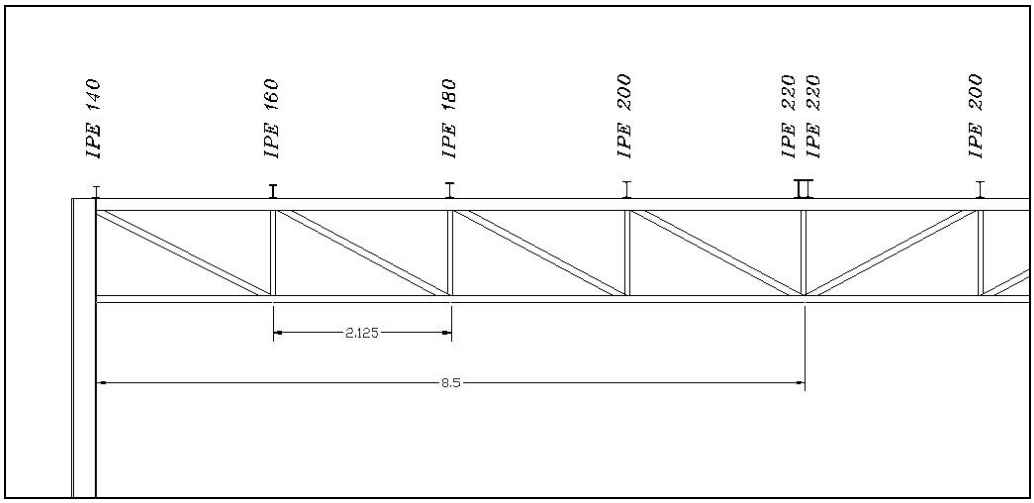


Figura 6.2. Distribució de les corretges per garantir un pendent en coberta del 1%.

D'aquesta manera, l'increment de perfil de les corretges representa un increment en l'alçada de 20 cm., cada 2,125 m., amb la qual cosa s'assoleix el pendent desitjat, i a la mateixa vegada la xapa metàl·lica de la coberta es pot enganxar sense que la inclinació que pateix pugui representar cap problema.

6.4. Càlcul de la unió

Per unir les corretges a l'estructura, es disposaran angulars i calzos, els quals facilitaran el seu muntatge, i impediran el volc. Dits elements s'uniran als perfils mitjançant cargols.

En aquest cas, es tindrà en compte la succió que el vent exerceix sobre la coberta, que podria fer que sortís volant. L'efecte de les càrregues gravitatòries es considerarà favorable a la unió. Llavors, en la combinació d'accions, es consideraran coeficients de seguretat de 1, per a les accions permanents, 0 per a les accions variables favorables, i 1,33 per al cas del vent, segons NBE EA-95.

$$Q_y^* = \left[10\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m + 25\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m + 20\frac{Kg}{m} \right] + 1{,}33 \times 20\frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m =$$
$$= 150{,}9\frac{Kg}{m} \approx 151\frac{Kg}{m}$$

Els cargols estaran sotmesos principalment a esforç tallant. Com que la separació entre pòrtcs és de 5,7 m.:

$$T^* = 151\frac{Kg}{m} \cdot 5{,}7m \approx 861Kg$$

Com aquest valor no és massa gran, es faran servir cargols ordinaris, de qualitat A4t, apropiats per a l'acer A 42 b de l'estructura.

Primerament, es comprovarà que els cargols poden resistir l'esforç a què estan sotmesos. Es suposarà que tots els cargols absorbeixen la mateixa força, i que aquesta serà inferior al valor del tallant d'esgotament ponderat, $F_{v,u}$.

$$F_{v,u} = k \cdot \tau_u \cdot n \cdot A \qquad \text{(Eq. 6.9)}$$

On:

k : coeficient de valor 0,65, per a cargols ordinaris.

τ_u : resistència de càlcul del cargol. D'acord a la NBE EA-95, per a cargola ordinaris de qualitat A4t, té un valor de 2400 Kg/cm^2.

n: nombre de seccions transversals que resisteixen conjuntament l'esforç transversal. En aquest cas, es considera simple talladura. Per tant, el seu valor és 1.

A: superfície que s'oposa al tall. Àrea de la canya.

Llavors, fent ús de l'equació anterior (Eq. 6.9),

$$T^* \leq F_{v,u} = k \cdot \tau_u \cdot n \cdot A_r \Rightarrow A_r \geq \frac{T^*}{k \cdot \tau_u \cdot n}$$

$$A_r \geq \frac{861Kg}{0{,}65 \cdot 2400 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 1} = 0{,}55cm^2$$

Es seleccionen cargols ordinaris T-10, amb 10 cm de diàmetre de canya, i un àrea resistent de 0,58 cm^2.

Finalment, tan sols resta fer la comprovació del càlcul per aplastament. La capacitat de resistència d'una unió a l'aplastament depen de la distància entre el forat i la cantonada lliure de la placa, mesurada en la direcció d'aplicació de la força, així com també de la classe d'esforç (compressió o tracció) sobre la placa.

La Norma NBE EA-95 simplifica i menysprea la influència de la distància a les cantonades, i considera l'acció d'esgotament com:

$$F_{a,u} = k \cdot \sigma_u \cdot A \qquad \text{(Eq. 6.10)}$$

On:

k: Coeficient de valor 2, per a cargols ordinaris

σ_u: Resistència de càlcul de l'acer que forma l'estructura.

A: Àrea de la superfície de contacte, definida com: $A = t_{\min} \cdot d$

$t_{\min}$: Menor dels espessors entre l'angular i l'ànima del perfil. El de l'IPE 140 és de 4,7 mm., i els angulars tenen un valor mínim de 5 mm., per disseny.

d: Diàmetre de la canya.

Per tant:

$$F_{a,u} = 2 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 1cm \cdot 0{,}47cm = 2444Kg > 861Kg$$

Per tant, els cargols triats són els adequats. Seran T 10x35, A4t. Quant als angulars, es poden fer servir L 60.6, amb una longitud de 80 mm.

El recolzament de les corretges es realitzarà directament sobre els cordons de les bigues de gelosia, o els dintells dels pòrtics, segons el cas. La continuitat de les corretges s'aconseguirà aplicant cobrejuntes d'ànima i d'ales, on l'esforç tallant serà resistit únicament pels cubrejuntes de l'ànima, i el moment flector es repartirà entre tots dos.

7. Càlcul de les fonamentacions

La transmissió d'esforços des de l'estructura cap al terreny, a través dels pilars, es realitza mitjançant unes sabates de formigó armat. Com que les tensions de treball del formigó dels fonaments són molt inferiors a les de l'acer, cal que l'enllaç entre els dos elements es faci per mitjà d'unes plaques amb una rigidesa suficient per a repartir les càrregues, de tal manera que la pressió sobre el formigó no sobrepassi el valor límit que pot acceptar el material.

Per tant, els pilars es soldaran a una placa base, fixada a la sabata mitjançant perns d'anclatge, els quals transmetran la càrrega per adherència. El pilar, amb la seva placa base, es disposarà sobre els rodons, i es giraran les femelles adequadament per tal d'anivellar-lo i aplomar-lo. Llavors, es verteix una capa de 25 a 60 mm. de morter de ciment, executat amb sorra fina, per a la compactació del qual s'hauran de deixar forats en la placa d'uns 50 mm. de diàmetre. Aquesta operació s'ha de fer amb molta cura, ja que s'ha d'assegurar un contacte entre placa i ciments adequat. Per últim, és recomanable immobilitzar els ancoratges mitjançant punts de soldadura en els cargols.

7.1. Plaques base

Amb molta freqüència, les plaques base venen acompanyades de carteles, les quals permeten reduir l'espesor de la placa, ja que distribueixen la pressió que transmet el pilar en una àrea major.

El conjunt d'aquests dos elements ha de tenir una rigidesa tal que es produeixi una correcta transmissió de les càrregues entre pilars i sabates. Si predominen els esforços de compressió davant els de flexió (poca excentricitat), tota la base es trobarà sotmesa a sol·licitacions de compressió, i no serà necessària la presència d'ancoratges (ja que suporten les traccions). No obstant, sempre és recomanable disposar d'un mínim de 4Φ16.

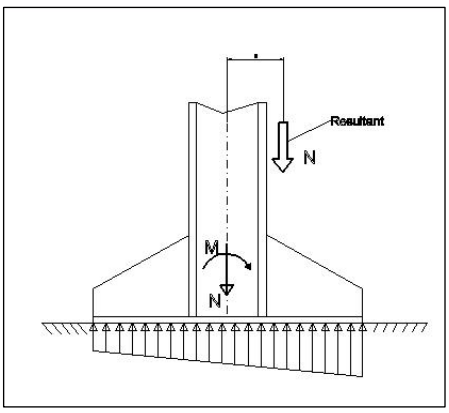


Figura 7.1. Situació amb excentricitat reduïda.

Si, pel contrari, l'excentricitat de la resultant de les accions sobre la base del pilar s'allunya del nucli central de la superfície de la placa, hi hauran traccions en els anclatges, i una llei de repartiment de pressions que afectarà a tan sols una part de la superfície de dita placa. Aquest element haurà de resistir, per un costat, les pressions i per l'altre, les forces en els ancoratges. Si s'assumeixen aquestes forces a càrregues aplicades en la posició dels ancoratges, de valor moderat, serà la pròpia placa qui les resisteixi, i les transmeti per flexió a les carteles i a part de la columna.

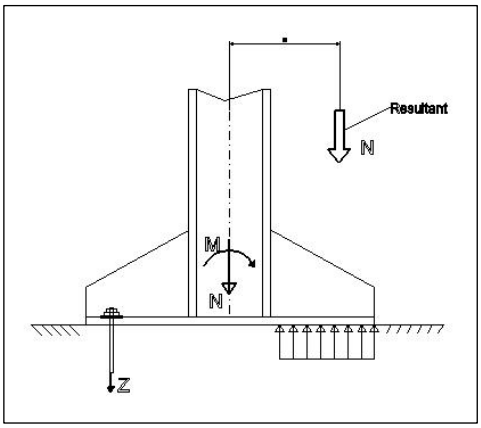


Figura 7.2. Situació amb excentricitat moderada.

7.1.1. Procediment de càlcul de les plaques base corresponents

Primerament s'ha de triar el tipus de formigó que es farà servir a les sabates. Amb aquesta informació, es podrà calcular la resistència a compressió del material.

Segons l'Eurocodi, la resistència de contacte de la unió de la placa base i la sabata és:

$$f_i = \beta_i \cdot k_i \cdot f_{cd} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd} \qquad \text{(Eq. 7.1)}$$

En la qual, els termes corresponents signifiquen:

β_i: Coeficient relatiu a la unió. Com que es considera que la resistència característica del morter no és inferior a 0,2 vegades la resistència característica del formigó, i el seu espessor no serà superior a 0,2 vegades l'ample menor de la placa, s'accepta el valor de 2/3.

k_i: Factor de concentració d'esforços. El seu valor es calcularà segons (Eq. 7.2):

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \qquad \text{(Eq. 7.2)}$$

En la qual els termes *a* i *b* corresponen a les dimensions de la placa, i els coeficients a_1 i b_1, a una sèrie de combinacions geomètriques.

f_{cd}: valor de càlcul de la resistència a compressió sobre probeta cilíndrica del formigó emprat. El seu valor és el resultat de dividir la resistència característica del material entre un coeficient de seguretat.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad \text{(Eq. 7.3)}$$

A partir d'aquesta expressió (Eq. 7.3), es pot calcular la tensió admissible del formigó com:

$$\sigma_{b,adm} = \frac{f_{cd,p}}{1{,}6} \qquad \text{(Eq. 7.4)}$$

Un cop determinades les característiques del formigó, es pot procedir al dimensionat de la placa base, el qual anirà també en funció de les solicitacions transmeses pels pilars, les quals seran un moment flector i un esforç axil (M i N, respectivament). Les dimensions de la placa han de ser tals que no es produeixi fallida del formigó, dels ancoratges o de les carteles.

L'excentricitat es calcularà com el quocient entre el moment flector i l'esforç axil, (ambdós majorats) en la base del pilar. En aquest cas, es comprovarà que el valor calculat és major que 0,375 vegades el valor del costat més llarg de la placa. Per tant, s'aplicarà el Mètode de la NBE EA-95, el qual parteix d'una llei de repartició de pressions σ_b que afecta a una zona de la placa pròxima a la vora comprimida. L'amplitud d'aquesta zona no haurà de ser superior a la quarta part de la longitud de la placa (Figura 7.2).

Es plantegen les equacions d'equilibri per a aquest cas, de les quals es poden deduir els valors de la tensió del formigó i de la tracció en els ancoratges.

$$N + Z = x \cdot b \cdot \sigma_b \qquad \text{(Eq. 7.5)}$$

$$M = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) + \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{2}\right) \qquad \text{(Eq. 7.6)}$$

Es suposarà una distància *g* entre el pern traccionat i la vora de la placa, generalment, de 60 mm., sota criteri del Projectista.

Partint d'unes dimensions per a les plaques base, les Equacions 7.5 i 7.6 derivaran en les expressions següents:

$$\sigma_b^* = \frac{4 \cdot \left[M + N \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right)\right]}{a \cdot b \cdot (0{,}875 \cdot a - g)} \leq f_{cd,p} \qquad \text{(Eq. 7.7)}$$

$$Z^* = -N + \frac{M + N \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right)}{(0{,}875 \cdot a - g)} \qquad \text{(Eq. 7.8)}$$

$$x = \frac{a}{4} \qquad \text{(Eq. 7.9)}$$

Un cop trobat el valor de l'esforç ponderat de tracció en els ancoratges, s'ha de cumplir l'expressió següent:

$$T_p^* = \frac{Z^*}{m} < 0{,}80 \cdot \sigma_u \cdot A_r \qquad \text{(Eq. 7.10)}$$

En la qual σ_u és la resistència de càlcul de l'ancoratge, A_r l'àrea resistent del cargol, i *m,* el número de perns que suporten la tracció.

Per a assegurar una bona adherència, es disposaran ancoratges amb barres llises, terminades en forma de ganxo. La longitud bàsica dels acoratges es determinarà segons (Eq. 7.11):

$$l_b = \frac{0{,}254 \cdot \sigma_e \cdot A_r}{\Phi_a \cdot \tau_{bm}} \qquad \text{(Eq. 7.11)}$$

On:

σ_e : Límit elàstic característic de l'acció del pern.

A_r : Àrea resistent de la rosca.

τ_{bm} : Tensió d'adherència, deduïda a partir de l'expressió:

$$\tau_{bm} = \frac{1{,}14}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \qquad \text{(Eq. 7.12)}$$

Éssent f_{ck} la resistència característica del formigó, en Kg/cm^2, i γ_c un coeficient de seguretat del material, de valor igual a 1,5.

Un cop calculada la longitud bàsica d'ancoratge, la longitud necessària d'aquests es determina segons l'Equació 7.13:

$$l_a = 0{,}7 \cdot l_b \qquad \text{(Eq. 7.13)}$$

Aquesta longitud bàsica haurà de ser major que 10 vegades el diàmetre del pern, 15 cm., o que la tercera part de la longitud bàsica.

Pel que fa a la placa base en sí, finalment només cal determinar el seu espessor, a través del mètode de la biga fictícia. Haurà de ser el necessari per a repartir de manera adequada les pressions σ_b, suposant que la placa està perfectament recolzada en les carteles. Es fraccionarà dita placa en llesques de 1 cm d'ample, i es suposarà que cadascuna d'elles es comporta com una biga amb els extrems en voladiu, i recolzades sobre les carteles. Llavors, es poden calcular els moments en voladiu i en va, d'acord amb les expressions següents:

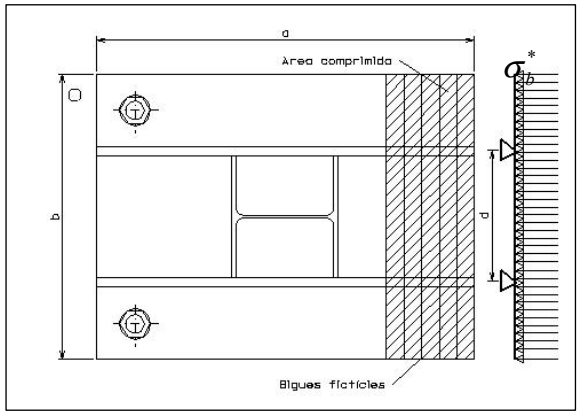


Figura 7.3. Càlcul de l'espessor de la placa base.

$$M^*_{voladiu} = \frac{(b-d)^2}{8} \cdot \sigma_b^* \qquad \text{(Eq. 7.14)}$$

$$M^*_{vànol} = \frac{d^2}{8} \cdot \sigma^*_b - M^*_{voladiu} = \frac{b \cdot (2 \cdot d - b)}{8} \cdot \sigma^*_b \qquad \text{(Eq.7.15)}$$

Escollint el moment màxim d'aquests dos, i imposant que la tensió de la placa no superi la capacitat de resistència de l'acer, es dedueix el valor mínim de l'espessor de l'element.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M^*_{\max}}{1 \cdot \sigma_u}} \qquad \text{(Eq. 7.16)}$$

$$\sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow t = 0{,}048 \cdot \sqrt{M^*_{\max}} \quad \text{(cm)} \qquad \text{(Eq. 7.17)}$$

Per últim, ja tan sols resta analitzar la disposició de les carteles. Són elements que tenen l'objectiu de reduir l'espessor de la placa base, ja que permeten distribuir la compressió transmesa pel pilar en una àrea major. El model de càlcul que es segueix és el de les bigues paret, ja que l'altura de la cartela és comparable al vol. De cara al càlcul, tot i que geomètricament s'adoptaran formes trapezoidals, es consideraran triangles.

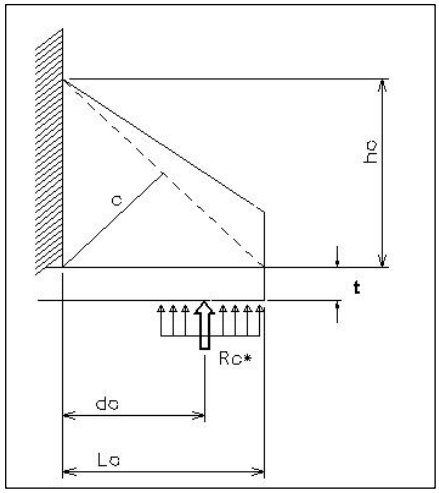


Figura 7.4. Càlcul de carteles.

Per tal que no es produeixi l'esgotament de les carteles, s'ha de verificar:

$$R^*_c \cdot d_c < c_E \cdot M_p \qquad \text{(Eq. 7.18)}$$

On:

R^*_c: Resultant de les tensions de compressió.

$$R^*_c = x \cdot \sigma_u \cdot \frac{b}{2} \qquad \text{(Eq. 7.19)}$$

M_p : Moment d'esgotament de la secció

$$M_p = t_c \cdot c^2 \cdot \frac{\sigma_u}{4} \qquad \text{(Eq. 7.20)}$$

d_c : Distància entre el centre de la zona de compressió i l'extrem del pilar.

c_E : Coeficient d'esquadra.

$$c_E = 0{,}14 \cdot \bar{\lambda}^{\,2} - 1{,}07 \cdot \bar{\lambda} + 2{,}3 \qquad \text{(Eq.7.21)}$$

$$\bar{\lambda} = 2{,}53 \cdot \frac{c}{\pi \cdot t_c \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_u}}} \qquad \text{(Eq.7.22)}$$

$$\bar{\lambda} = 0{,}0283 \cdot \frac{c}{t} \Rightarrow A42 - b$$

7.1.2. Càlcul de les plaques base per als pilar exteriors HEB 300

Es procedirà al càlcul de les plaques base dels pilars en qüestió. Com que, per raons constructives, tots els pilars són HEB 300, es distingiran dos casos: pilars exteriors i interiors, de manera que totes les plaques de cada grup seran iguals. Això facilitarà molt les tarees de construcció, i al mateix temps, oferirà la possibilitat d'una execució ràpida i econòmica, amb menys risc d'errades.

De tots els pilars exteriors, les solicitacions més desfavorables les patiran aquells que formen part dels pòrtics principals del taller. Els valors d'aquests esforços es mostren a continuació:

$$M^* = 6970 Kg \cdot m$$
$$N^* = 21950 Kg$$
$$T^* = 2741 Kg$$

Es procedirà a la comprovació d'una placa base de 60x60 cm. El formigó que es farà servir serà del tipus HA-25. A priori, s'adopta una profunditat de la sabata de 1 metre. La resistència a compressió i la tensió de càlcul del formigó es calcularan com:

$$f_i = \beta_i \cdot k_i \cdot f_{cd} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd}$$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}}$$

$$a \cdot b = 60 \times 60 = 3600 cm^2$$

a_1 i b_1 seran els valors més petits d'entre les combinacions següents:

$$a_1 = a + 2 \cdot a = 180 cm \qquad b_1 = b + 2 \cdot b = 180 cm$$
$$a_1 = 5 \cdot a = 300 cm \qquad b_1 = 5 \cdot b = 300 cm$$
$$a_1 = a + h = 160 cm \qquad b_1 = b + h = 160 cm$$

La combinació menor és $a_1 \cdot b_1 = 160 \times 160 = 25600 cm^2$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{25600}{3600}} = 2{,}67$$

$$f_i = \frac{2}{3} \cdot 2{,}67 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 296{,}30 \frac{Kg}{cm^2} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd} = 3{,}3 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 550 \frac{Kg}{cm^2}$$

Pel que fa a la tensió de càlcul del formigó, en el cas en que l'excentricitat és major a 0,375 vegades un costat de la placa, es pot aplicar l'Equació 7.7:

$$\sigma_b^* = \frac{4 \cdot \left[697000 Kg \cdot cm + 21950 Kg \cdot \left(\frac{60}{2} - 6 \right) cm \right]}{60 cm \cdot 60 cm \cdot (0{,}875 \cdot 60 - 6) cm} = 29{,}24 \frac{Kg}{cm^2} \leq 296{,}3 \frac{Kg}{cm^2}$$

Si es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M^*}{N^*} \qquad \text{(Eq. 7.23)}$$

$$e = \frac{6970}{21950} = 0{,}317 m = 31{,}7 cm > 0.375 \cdot a = 0{,}375 \cdot 60 = 22{,}5 cm$$

Per a determinar l'espesor de la placa, es segueix el mètode de la biga fictícia, descrit anteriorment:

$$M^*_{voladiu} = \frac{(60-30)^2}{8} \cdot 29{,}24 = 3289 Kg{\cdot}cm$$

$$M^*_{vànol} = \frac{d^2}{8} \cdot \sigma^*_b - M^*_{voladiu} = \frac{60 \cdot (2 \cdot 30 - 60)}{8} \cdot 29{,}24 = 0 Kg{\cdot}cm$$

$$\sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow t = 0{,}048 \cdot \sqrt{3289} = 2{,}75 cm$$

Per tant, s'escull un espessor de placa base de 3 cm.

Pel que fa als ancoratges, es calcularà l'esforç ponderat de tracció, i a partir d'ell, es determinaran els cargols que es faran servir, així com la longitud d'ancoratge.

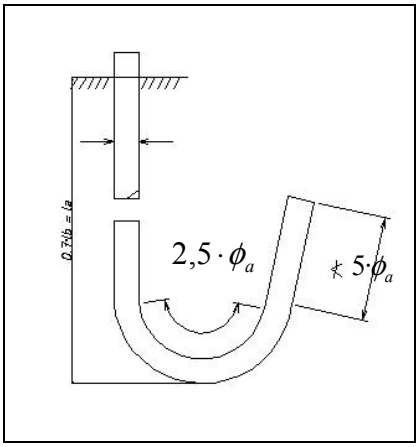
$$Z^* = -21950 + \frac{697000 + 21950 \cdot \left(\frac{60}{2} - 6 \right)}{(0{,}875 \cdot 60 - 6)} \approx 4368 Kg$$

Si es disposen quatre perns, l'àrea resistent i, en conseqüència, el tipus a escollir, es poden determinar a partir de l'Equació 7.10:

$$T^*_p = \frac{Z^*}{m} < 0{,}80 \cdot \sigma_u \cdot A_r \Rightarrow A_r > \frac{Z^*}{m \cdot 0{,}8 \cdot \sigma_u} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_r > \frac{4368}{4 \cdot 0{,}80 \cdot 2400} = 0{,}568 cm^2$$

S'escullen 4 cargols ordinaris T-16 (Ar = 1,57 cm^2). Es podrien haver triat els T-12 (Ar = 0,843 cm^2), però per precaució, s'agafa un diàmetre més.



$$l_b = \frac{0{,}254 \cdot \sigma_e \cdot A_r}{\Phi_a \cdot \tau_{bm}}$$

$$\tau_{bm} = \frac{1{,}14}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$l_a = 0{,}7 \cdot l_b$$

Figura 7.5. Procediment d'ancoratge dels pems.

$$\tau_{bm} = \frac{1{,}14}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{1{,}14}{1{,}5} \cdot \sqrt{250} = 12{,}02 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$l_b = \frac{0{,}254 \cdot \sigma_e \cdot A_r}{\Phi_a \cdot \tau_{bm}} = \frac{0{,}254 \cdot 2400 \cdot 1{,}57}{1{,}6 \cdot 12{,}02} = 49{,}76cm \approx 50cm$$

$$l_a = 0{,}7 \cdot l_b = 0{,}7 \cdot 50 = 35cm$$

Finalment es procedeix al càlcul de les carteles,segons el procediment descrit en el punt anterior:

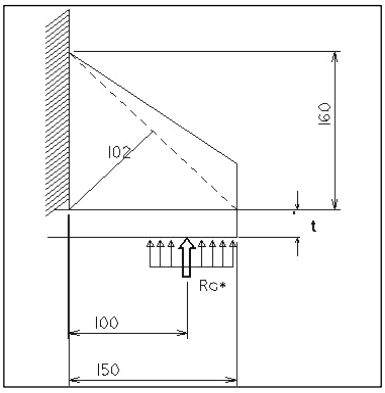


Figura 7.6. Dimensions de la cartela.

$$x = \frac{21950 + 4368}{60 \cdot 60} = 7{,}31cm \leq \frac{a}{4} = \frac{60}{4} = 15cm$$

Per a calcular R_c^*, s'inclou tot l'ample de la placa, prescindint-se del repartiment triangular. D'aquesta forma, s'opta pel costat de la seguretat.

$$t_c = \frac{\sigma_b^* \cdot \frac{b}{2}}{\sigma_u \cdot sen^2\alpha} = \frac{29{,}24 \cdot \frac{60}{2}}{2600 \cdot sen^2(46{,}84)} = 0{,}64cm \approx 1cm \qquad \text{(Eq. 7.24)}$$

$$M_p = t_c \cdot c^2 \cdot \frac{\sigma_u}{4} = 1 \cdot 10{,}2^2 \cdot \frac{2600}{4} = 67626Kp \cdot cm$$

$$\bar{\lambda} = 2{,}53 \cdot \frac{10{,}2}{\pi \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}}} = 0{,}289$$

$$c_E = 0{,}14 \cdot 0{,}289^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}289 + 2{,}3 = 2$$

Llavors, tan sols resta comprovar que no s'arriba a l'esgotament de les carteles, mitjançant l'Equació 7.18.

$$R_c^* \cdot d_c < c_E \cdot M_p$$

$$R_c^* = x \cdot \sigma_u \cdot \frac{b}{2} = 7{,}31 \cdot 29{,}24 \cdot \frac{60}{2} = 6413Kg$$

$$M_p = t_c \cdot c^2 \cdot \frac{\sigma_u}{4} = 1 \cdot 10{,}2^2 \cdot \frac{2600}{4} = 67626Kg \cdot cm$$

$R_c^* \cdot d_c = 6413 \cdot 10 = 64130 < c_E \cdot M_p = 2 \cdot 67626 = 135252Kg \cdot cm$ COMPLEIX

7.1.3. Espessor dels cordons de soldadura

- *Cordons verticals*

Han de suportar els esforços verticals.

$$F_N^* = \frac{N^*}{A} \cdot e_{pilar} \cdot b_{pilar}$$

$$F_M^* = \frac{M^*}{2 \cdot b_{pilar}}$$

$$N_T^* = F_N^* + F_M^*$$

$$F_N^* = \frac{21950Kg}{149cm^2} \cdot 1{,}1cm \cdot 30cm = 4861{,}41Kg$$

$$F_M^* = \frac{M^*}{2 \cdot b_{pilar}} = \frac{697000Kg \cdot cm}{2 \cdot 30cm} = 11617Kg$$

$$N_T^* = 4861{,}41 + 11617 = 16478{,}41Kg$$

Els cordons de soldadura verticals, tant per la cartel·la com per a l'aleta del perfil HEB 300, es determinen en funció de l'espessor de les peces a unir. Per a la primera (espessor 10 mm.), són adequades gargantes d'entre 4 i 7 mm., mentre que per a la segona (espessor 19 mm.), el rang es mou entre 6 i 13 mm.

Per tant, es trien cordons de 7 mm., per ambdós cassos.

$$\tau_m^* = \frac{F_M^* + F_N^*}{n_{cord} \cdot e \cdot L_{útil}} \leq \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \qquad \text{(Eq. 7.25)}$$

$$\tau_m^* = \frac{11617Kg + 4861{,}41Kg}{2 \cdot 0{,}7cm \cdot 16cm} = 735{,}63\frac{Kg}{cm^2} < 1501\frac{Kg}{cm^2}$$

- *Cordons horitzontals*

La component horitzal de la càrrega, per a una cartel·la amb forma triangular, ha de ser absorbida pel cordó de soldadura, entre la placa i la cartel·la.

$$a_2 = \frac{\sigma_b^* \cdot l}{1{,}5 \cdot \sigma_e \cdot \tan g(\alpha)} \qquad \text{(Eq. 7.26)}$$

$$a_2 = \frac{29{,}24\frac{Kg}{cm^2} \cdot 150mm}{1{,}5 \cdot 2600\frac{Kg}{cm^2} \cdot \tan g(45)} = 1{,}2mm \Rightarrow 5mm$$

7.1.4. Càlcul de les plaques base per als pilar interiors HEB 300

En aquest cas, els esforços més grans es troben a un pilar interior dels pòrtics principals de taller. Els valor de les sol·licitacions són:

$$M^* = 5640Kg \cdot m$$
$$N^* = 56500Kg$$
$$T^* = 1719Kg$$

Aquests esforços axils tan grans són el producte de sumar l'efecte dels pòrtics disposat en sentit transversal de la nau, i dels que ho estan en sentit longitudinal (els pilars són els mateixos).

En principi, es comprovarà una placa base amb la mateixa configuració que per al cas dels pilars exteriors, per simplificar les tarees dels muntadors. Per tant, la placa serà de 60x60 cm. El formigó que es farà servir serà del tipus HA-25. A priori, s'adopta una profunditat de la sabata de 1 metre. La resistència a compressió i la tensió de càlcul del formigó es calcularan com:

$$f_i = \beta_i \cdot k_i \cdot f_{cd} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd}$$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}}$$

$$a \cdot b = 60 \times 60 = 3600 cm^2$$

a_1 i b_1 seran els valors més petits d'entre les combinacions següents:

$$a_1 = a + 2 \cdot a = 180 cm \qquad b_1 = b + 2 \cdot b = 180 cm$$
$$a_1 = 5 \cdot a = 300 cm \qquad b_1 = 5 \cdot b = 300 cm$$
$$a_1 = a + h = 160 cm \qquad b_1 = b + h = 160 cm$$

La combinació menor és $a_1 \cdot b_1 = 160 \times 160 = 25600 cm^2$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{25600}{3600}} = 2{,}67$$

$$f_i = \frac{2}{3} \cdot 2{,}67 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 296{,}30 \frac{Kg}{cm^2} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd} = 3{,}3 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 550 \frac{Kg}{cm^2}$$

Si es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M^*}{N^*}$$

$$e = \frac{5640}{56500} \approx 0{,}1m = 10cm < 0.375 \cdot a = 0{,}375 \cdot 60 = 22{,}5cm$$

Ara, però, la situació per a la tensió de càlcul del formigó és diferent que en el cas anterior, ja que $e \leq a/6 = 10cm$. Per tant, la càrrega es situarà dins del nucli central, i la pressió màxima sobre el formigó es calcularà segons (Eq. 7.27):

$$\sigma^*_{b,\max} = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M^*}{b \cdot a^2} \leq f_{cd,p} \qquad \text{(Eq. 7.27)}$$

$$\sigma^*_{b,\max} = \frac{56500}{60 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 697000}{60 \cdot 60^2} = 35 \frac{Kg}{cm^2} \leq f_{cd,p} = 296{,}30 \frac{Kg}{cm^2}$$

Per a determinar l'espesor de la placa, es segueix el mètode de la biga fictícia, descrit anteriorment:

$$M^*_{voladiu} = \frac{(60-30)^2}{8} \cdot 35 = 3937{,}5 Kg{\cdot}cm$$

$$M^*_{vànol} = \frac{d^2}{8} \cdot \sigma^*_b - M^*_{voladiu} = \frac{60 \cdot (2 \cdot 30 - 60)}{8} \cdot 35 = 0 Kg{\cdot}cm$$

Si s'escull el major,

$$\sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow t = 0{,}048 \cdot \sqrt{3937{,}5} = 3cm$$

Per tant, s'escull un espessor de placa base de 3 cm. El fet de que totes les plaques siguin iguals facilitarà molt la feina als operaris, al mateix temps que s'estalviaran errades de col·locació, i possiblement el fabricant faci alguna rebaixa en el preu d'aquests elements, al fer una comanda amb tots ells iguals.

Pel que fa als ancoratges, es calcularà l'esforç ponderat de tracció, i a partir d'ell, es determinaran els cargols que es faran servir.

$$Z^* = -56500 + \frac{564000 + 56500 \cdot \left(\frac{60}{2} - 6 \right)}{(0{,}875 \cdot 60 - 6)} \approx 15210 Kg$$

Si es disposen quatre perns, l'àrea resistent i, en conseqüència, el tipus a escollir, es poden determinar a partir de l'Equació 7.10:

$$T_p^* = \frac{Z^*}{m} < 0{,}80 \cdot \sigma_u \cdot A_r \Rightarrow A_r > \frac{Z^*}{m \cdot 0{,}8 \cdot \sigma_u} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_r > \frac{15210}{4 \cdot 0{,}80 \cdot 2400} = 1{,}98 cm^2$$

S'escullen 4 cargols ordinaris T-20 (Ar = 2,750 cm^2). En aquest cas, com que predominen els esforços de compresió front els de flexió, tota la base queda comprimida i els anclatges no suporten càrrega alguna. Es disposaran uns mínims, per raons constructives. Pel que fa a les carteles, tampoc no seran necessàries, i es consideraran dues d'espessor 1 cm., de les mateixes característiques que en el cas anterior.

7.1.5. Espessor dels cordons de soldadura

- *Cordons verticals*

Han de suportar els esforços verticals.

$$F_N^* = \frac{N^*}{A} \cdot e_{pilar} \cdot b_{pilar}$$

$$F_M^* = \frac{M^*}{2 \cdot b_{pilar}}$$

$$N_T^* = F_N^* + F_M^*$$

$$F_N^* = \frac{56500 Kg}{149 cm^2} \cdot 1{,}1 cm \cdot 30 cm = 12513{,}42 Kg$$

$$F_M^* = \frac{M^*}{2 \cdot b_{pilar}} = \frac{564000 Kg \cdot cm}{2 \cdot 30 cm} = 9400 Kg$$

$$N_T^* = 12513{,}42 + 9400 = 21913{,}42 Kg$$

Els cordons de soldadura verticals, tant per la cartel·la com per a l'aleta del perfil HEB 300, es determinen en funció de l'espessor de les peces a unir. Per a la primera (espessor 10 mm.), són adequades gargantes d'entre 4 i 7 mm., mentre que per a la segona (espessor 19 mm.), el rang es mou entre 6 i 13 mm.

Per tant, es trien cordons de 7 mm., per ambdós cassos.

$$\tau_m^* = \frac{F_M^* + F_N^*}{n_{cord} \cdot e \cdot L_{útil}} \leq \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_m^* = \frac{9400Kg + 12513{,}42Kg}{2 \cdot 0{,}7cm \cdot 16cm} = 978{,}27\frac{Kg}{cm^2} < 1501\frac{Kg}{cm^2}$$

- *Cordons horitzontals*

La component horitzal de la càrrega, per a una cartel·la amb forma triangular, ha de ser absorbida pel cordó de soldadura, entre la placa i la cartel·la.

$$a_2 = \frac{\sigma_b^* \cdot l}{1{,}5 \cdot \sigma_e \cdot \tan g(\alpha)}$$

$$a_2 = \frac{35\frac{Kg}{cm^2} \cdot 150mm}{1{,}5 \cdot 2600\frac{Kg}{cm^2} \cdot \tan g(45)} = 1{,}4mm \Rightarrow 5mm$$

7.1.6. Càlcul de les plaques base per als pilarets dels pòrtics de la zona d'oficina

En aquest cas, pràcticament només hi ha esforços de compresió, el valor màxim dels quals pren un valor de 23800 Kg.

Per tant, es disposaran plaques de 35x35 cm., i les sabates tindran 1 cm. de profunditat. La tensió del formigó es calcularà de la mateixa manera que en els casos anteriors:

$$f_i = \beta_i \cdot k_i \cdot f_{cd} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd}$$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}}$$

$$a \cdot b = 35 \times 35 = 1225cm^2$$

a_1 i b_1 seran els valors més petits d'entre les combinacions següents:

$$a_1 = a + 2 \cdot a = 105cm \qquad b_1 = b + 2 \cdot b = 105cm$$
$$a_1 = 5 \cdot a = 175cm \qquad b_1 = 5 \cdot b = 175cm$$
$$a_1 = a + h = 135cm \qquad b_1 = b + h = 135cm$$

La combinació menor és $a_1 \cdot b_1 = 135 \times 135 = 18225cm^2$

$$k_i = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{18225}{1225}} = 3{,}86$$

$$f_i = \frac{2}{3} \cdot 3{,}86 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 428{,}57 \frac{Kg}{cm^2} \leq 3{,}3 \cdot f_{cd} = 3{,}3 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 550 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma^*_{b,\max} = \frac{N^*}{a \cdot b} = \frac{23800}{35 \cdot 35} = 19{,}43 \frac{Kg}{cm^2} \leq f_{cd,p} = 428{,}57 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$M^*_{voladiu} = \frac{(35-24)^2}{8} \cdot 19{,}43 = 294 Kg \cdot cm$$

$$M^*_{vànol} = \frac{d^2}{8} \cdot \sigma^*_b - M^*_{voladiu} = \frac{35 \cdot (2 \cdot 30 - 35)}{8} \cdot 19{,}43 = 2125{,}16 Kg \cdot cm$$

$$\sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow t = 0{,}048 \cdot \sqrt{2125{,}15} = 2{,}21cm \Rightarrow 3cm$$

Per tant, en aquest cas la placa serà de 35x35x3 cm.

S'escullen 4 cargols ordinaris T-16. En aquest cas, com que predominen els esforços de compresió front els de flexió, tota la base queda comprimida i els anclatges no suporten càrrega alguna. Es disposaran uns mínims, per raons constructives. Pel que fa a les carteles, tampoc no seran necessàries, i es consideraran dues d'espessor 1 cm., de les mateixes característiques que en el cas anterior.

8. Disseny i càlcul de les sabates

Les cimentacions tenen com a objectiu garantitzar l'estabilitat de la nau que suporten, durant tota la seva vida útil. En el disseny del tipus de cimentació, la profunditat i les dimensions, s'han de tenir en compte dos aspectes bàsics: l'estructura i el terreny. De la primera, serà interessant conéixer els esforços transmesos, i la seva capacitat de deformació, mentre que en el cas del segon, són especialment importants els paràmetres de resistència i deformabilitat.

Altres aspectes a tenir en compte són l'agressivitat del terreny i les accions físiques i naturals, com poden ser obres posteriors, gelades, canvis de volum, etc.

En general, qualsevol problema de fissures o de deformacions poden esdevenir fenòmens crítics per al conjunt estructural, ja que com que aquesta part de la construcció no resulta visible, sovint no es noten els símptomes de possibles fractures o assentaments diferencials fins que és massa tard. Per tant, s'ha de posar molta cura en el càlcul i disseny d'aquests elements.

En el cas de la nau per a Òptica S.A., es disposarà un sistema de fonamentació superficial consistent en sabates aïllades, de planta rectangular o quadrada, i espessor constant. Com que es tracta d'una construcció fictícia, s'ha suposat que el terreny té en la seva superfície una resistència mitja o alta en relació amb les càrregues de l'estructura, i que presenta una homogeneitat suficient com per a què no hi hagin assentaments diferencials. En tal cas, s'agafarà un valor de la tensió màxima admissible del terreny de 2 Kg/m^2.

Es farà servir un formigó del tipus HA-25/B/20/IIA, amb un coeficient de seguretat $\gamma_c = 1{,}5$. Per a les armadures es disposaran barres corrugades d'acer B400 S, i un coeficient $\gamma_s = 1{,}15$. És recomanable posar una capa de 100 mm. de formigó de neteja H-200/P/40, sota les sabates i les riostres.

Cal indicar també la conveniència d'utilitzar riostres, les quals, a part de limitar els moviments de les sabates, faran de suport i fixació inferior per als plafons de formigó dels tancaments laterals de la nau.

8.1. Dimensionament i armat de les sabates per als pilars exteriors

Els valors de les sol·licitacions més desfavorables, mostrats en el càlcul de les plaques base corresponents, eren:

$$M^* = 6970Kg \cdot m$$
$$N^* = 21950Kg$$
$$T^* = 2741Kg$$

8.1.1. Predimensionament

Per a una profunditat de la sabata de 1 metre, els esforços a què estarà sotmesa la seva base seran:

$$M_t = M + T \cdot h \quad \text{(Eq. 8.1)}$$

$$N_t = N + P_p \quad \text{(Eq. 8.2)}$$

$$T_t = T \quad \text{(Eq. 8.3)}$$

$$M_t = M + T \cdot h = 6970Kg{\cdot}m + 2741Kg{\cdot}1m = 9711Kg{\cdot}m$$

$$N_t = N + P = 21950Kg + 12500Kg = 34450Kg$$

$$T_t = T = 2741Kg$$

És recomanable que els costats del rectangle o del quadrat que formen les sabates tinguin dimensions múltiples de 250 mm., i el cantell, múltiple de 100 mm. Per tant, es comprovarà una sabata rectangular de 2,5 x 2 m.

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{9711Kg{\cdot}m}{34450Kg} = 0{,}281m = 28{,}1cm < \frac{a}{6} = \frac{250}{6} = 41{,}7cm$$

Els vols de la sabata es calculen segons:

$$v_a = \frac{(a - a_o)}{2} = \frac{(2{,}5 - 0{,}6)}{2} = 0{,}95m \quad \text{(Eq. 8.4)}$$

$$v_a = \frac{(b - b_o)}{2} = \frac{(2 - 0{,}6)}{2} = 0{,}7m \qquad \text{(Eq. 8.5)}$$

Per tant, s'agafa el valor major, 95 cm. Com que aquest valor és inferior a dues vegades l'alçada màxima de la sabata (2·h = 2 m.), i l'excentricitat és menor que (a/6), es classifica aquest tipus de sabata com a *rígida*. La distribució de pressions sobre el terreny es podrà considerar plana, però per al càlcul com a peces de formigó, s'haurà d'aplicar el *Mètode de les bieles i tirants.* Per tant, en favor de la seguretat, per al càlcul estructural, es considerarà una pressió uniforme del terreny, prescindint del pes propi de la sabata. Com a acció del terreny sobre la sabata es considera (Eq. 8.6):

$$\sigma_t = \frac{N*}{a \cdot b} = \frac{21950Kg}{2{,}5m \cdot 2m} = 4390\frac{Kg}{m^2} = 43{,}9\frac{KN}{m^2} \qquad \text{(Eq. 8.6)}$$

Amb la qual cosa el cantell útil mínim valdrà (Eq. 8.7):

$$d = \frac{1{,}1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1{,}1 \cdot 43{,}9}{43{,}9 + 370} \cdot 0{,}95 = 0{,}110m \qquad \text{(Eq. 8.7)}$$

Aquest valor és molt petit. A priori, potser el cantell total es podria reduir, però no serà fins que no es calculin les armadures quan es plantegi aquesta opció. En principi, la solució consisteix en un cantell útil de 94 cm., i un recobriment de 6 cm., per a evitar problemes de corrosió (*h = 100 cm.).*

8.1.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny

Amb les dimensions escollides, el pes de la sabata serà (Eq. 8.8):

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \rho = 2{,}5m \cdot 2m \cdot 1m \cdot 2500\frac{Kg}{m^3} = 12500Kg \qquad \text{(Eq. 8.8)}$$

I el valor de la pressió sobre el terreny (Eq. 8.9):

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} = \frac{\frac{21950}{1{,}5} + 12500Kg}{250cm \cdot 150cm} = 0{,}723\frac{Kg}{cm^2} < \sigma_{terreny,adm.} = 2\frac{Kg}{cm^2} \qquad \text{(Eq. 8.9)}$$

8.1.3. Comprovació al volcament

$$N_t \cdot \frac{a}{2} = 34450Kg \cdot \frac{2{,}5m}{2} = 43062{,}5Kg{\cdot}m > M_t \cdot \gamma = 9711Kg \cdot m \cdot 1{,}5 = 14566{,}5Kg{\cdot}m$$

8.1.4. Càlcul de les armadures de tracció

L'armadura principal ha de resistir la tracció indicada a continuació (Eq. 8.10):

$$T_d = \frac{N_d}{2 \cdot 0{,}85 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{34450Kg}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}94} \cdot \left(\frac{2{,}5}{4} - \frac{0{,}6}{4} \right) = 10240Kg = 102{,}4KN \qquad \text{(Eq. 8.10)}$$

L'armadura ha de disposar-se amb molta cura, ja que el model de les bieles i tirants adoptat per al càlcul exigeix el funcionament eficaç del tirant en tota la seva llargada. En les armadures de les sabates dimensionades per la teoria de la flexió, les tensions s'anul·len en els extrems, i són màximes en el centre de la sabata.

La Instrucció Espanyola recomana l'anclatge mitjançant barres soldades transversals. Les quanties mínimes exigides seran:

$\rho \geq 0{,}0020$, per a acers B 400 S

$\rho \geq 0{,}0018$, per a acers B 500 S

En aquest cas, no serà necessari realitzar la comprovació de la sabata en front a esforços tallants o punxonament.

$$\left.\begin{array}{l} \omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{b{\cdot}d{\cdot}f_{cd}} \\ \rho = \dfrac{A_s}{b{\cdot}d} \end{array}\right\} \Rightarrow \omega = \rho{\cdot}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad \text{(Eq. 8.11)}$$

$$\omega = 0{,}0020{\cdot}\frac{\frac{4100}{1{,}15}}{\frac{250}{1{,}5}} = 0{,}04278 \approx 0{,}043$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega{\cdot}b{\cdot}d{\cdot}f_{cd} \Rightarrow 0{,}043{\cdot}200{\cdot}94{\cdot}\frac{250}{1{,}5} = 134733Kp$$

Mirant les taules que relacionen la capacitat mecànica amb el diàmetre de les armadures, i el número adequat d'elles, es trien, per a l'acer B 400 S, $8\phi 25$. Aquests diàmetres estarien en el límit superior de les recomanacions de disseny (entre 12 i 25 mm.).

Si es deixa una distància mínima entre barres d'un diàmetre, així com també en els extrems, l'espai necessari serà:

$$8 \cdot 2{,}5 + 7 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 2{,}5 = 42{,}5cm < 200cm \Rightarrow$$ Hi ha espai.

Per tant, l'armadura paral·lela al costat major *a* consistirà en 8 barres d'acer corrugat B 400 S, distribuïdes uniformement.

Respecte l'armadura paral·lela al costat *b,* no serà necessari el càlcul*,* havent-ne prou amb la quantia geomètrica mínima. L'àrea de les armadures en aquesta direcció serà:

$$A_s = \rho_{\min} \cdot a \cdot d \qquad \text{(Eq. 8.12)}$$

$$A_s = 0{,}0020 \cdot 250 \cdot 94 = 47cm^2 \Rightarrow 24\phi 16$$

*U*na fracció $\left(\frac{2 \cdot b}{a+b} \approx 88\% \right)$ es disposarà en la part central, d'ample igual a *b*, i la resta es repartirà uniformement en les dues bandes laterals. Per tant, en la zona del mig, hi hauran 20 barres, mentre que en cada banda hi hauran 2.

Per últim, les longituds d'ancoratge es calcularan segons (Eq. 8.13):

$$l_b = m \cdot \phi^2 \qquad \text{(Eq. 8.13)}$$

On :

m: Coeficient numèric que, en el cas de barres rectes i resistència característica del formigó 250 Kg/cm^2, per a l'acer B 400 S, val 12.

ϕ : diàmetre de les barres

$$l_b = 12 \cdot 2{,}5^2 = 75cm$$

En el cas de les armadures paral·leles al costat més llarg, no serà necessari doblegar-les.

$$l_b = 12 \cdot 1{,}6^2 = 30{,}72cm \approx 32cm$$

8.2. Dimensionament i armat de les sabates per als pilars interiors

Els valors de les sol·licitacions més desfavorables, mostrats en el càlcul de les plaques base corresponents, eren:

$$M^* = 5640Kg \cdot m$$
$$N^* = 56500Kg$$
$$T^* = 1719Kg$$

8.2.1. Predimensionament

Per a una profunditat de la sabata de 0,7 metres, els esforços a què estarà sotmesa la seva base seran:

$$M_t = M + T \cdot h = 5640Kg{\cdot}m + 1719Kg{\cdot}0{,}7m = 6843Kg{\cdot}m$$

$$N_t = N + P = 56500Kg + 7000Kg = 63500Kg$$

$$T_t = T = 1719Kg$$

És recomanable que els costats del rectangle o del quadrat que formen les sabates tinguin dimensions múltiples de 250 mm., i el cantell, múltiple de 100 mm. Per tant, es comprovarà una sabata quadrada de 2 x 2 m.

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{6843Kg{\cdot}m}{63500Kg} = 0{,}107m = 10{,}7cm < \frac{a}{6} = \frac{250}{6} = 41{,}7cm$$

Els vols de la sabata es calculen segons:

$$v_a = \frac{(a - a_o)}{2} = \frac{(2 - 0{,}6)}{2} = 0{,}7m$$

$$v_a = \frac{(b - b_o)}{2} = \frac{(2 - 0{,}6)}{2} = 0{,}7m$$

Per tant, s'agafa el valor de 70 cm. Com que aquest valor és inferior a dues vegades l'alçada màxima de la sabata (2·h = 1,4 m.), i l'excentricitat és menor que (a/6), es classifica aquest tipus de sabata com a *rígida*. La distribució de pressions sobre el terreny es podrà considerar plana, però per al càlcul com a peces de formigó, s'haurà d'aplicar el *Mètode de*

les bieles i tirants [Jiménez Montoya, 2000, p.506]. Per tant, en favor de la seguretat, per al càlcul estructural, es considerarà una pressió uniforme del terreny, prescindint del pes propi de la sabata. Com a acció del terreny sobre la sabata es considera:

$$\sigma_t = \frac{N^*}{a \cdot b} = \frac{56500Kg}{2m \cdot 2m} = 14125\frac{Kg}{m^2} = 141{,}25\frac{KN}{m^2}$$

Amb la qual cosa el cantell útil mínim valdrà:

$$d = \frac{1{,}1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1{,}1 \cdot 141{,}25}{141{,}25 + 370} \cdot 0{,}7 = 0{,}213m$$

Aquest valor és molt petit. A priori, potser el cantell total es podria reduir, però no serà fins que no es calculin les armadures quan es plantegi aquesta opció. En principi, la solució consisteix en un cantell útil de 64 cm., i un recobriment de 6 cm., per a evitar problemes de corrosió (*h = 70 cm.).*

8.2.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny

Amb les dimensions escollides, el pes de la sabata serà:

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \rho = 2m \cdot 2m \cdot 0{,}7m \cdot 2500\frac{Kg}{m^3} = 7000Kg$$

I el valor de la pressió sobre el terreny:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} = \frac{\frac{56500}{1{,}5} + 7000Kg}{200cm \cdot 200cm} = 1{,}116\frac{Kg}{cm^2} < \sigma_{terreny,adm.} = 2\frac{Kg}{cm^2}$$

8.2.3. Comprovació al volcament

$$N_t \cdot \frac{a}{2} = 63500Kg \cdot \frac{2m}{2} = 63500Kg{\cdot}m > M_t \cdot \gamma = 6843Kg \cdot m \cdot 1{,}5 = 10264{,}5Kg{\cdot}m$$

8.2.4. Càlcul de les armadures de tracció

L'armadura principal ha de resistir la tracció indicada a continuació:

$$T_d = \frac{N_d}{2 \cdot 0{,}85 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{63500 Kg}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}64} \cdot \left(\frac{2}{4} - \frac{0{,}6}{4} \right) = 20427 Kg = 204{,}7 KN$$

L'armadura ha de disposar-se amb molta cura, ja que el model de les bieles i tirants adoptat per al càlcul exigeix el funcionament eficaç del tirant en tota la seva llargada. En les armadures de les sabates dimensionades per la teoria de la flexió, les tensions s'anul·len en els extrems, i són màximes en el centre de la sabata.

La Instrucció Espanyola recomana l'anclatge mitjançant barres soldades transversals. Les quanties mínimes exigides seran:

$\rho \geq 0{,}0020$, per a acers B 400 S

$\rho \geq 0{,}0018$, per a acers B 500 S

En aquest cas, no serà necessari realitzar la comprovació de la sabata en front a esforços tallants o punxonament.

$$\left. \begin{array}{l} \omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \\ \rho = \dfrac{A_s}{b \cdot d} \end{array} \right\} \Rightarrow \omega = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega = 0{,}0020 \cdot \frac{\dfrac{4100}{1{,}15}}{\dfrac{250}{1{,}5}} = 0{,}04278 \approx 0{,}043$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega b \cdot d \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}043 \cdot 200 \cdot 64 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 91733 Kp$$

Mirant les taules que relacionen la capacitat mecànica amb el diàmetre de les armadures, i el número adequat d'elles, es trien, per a l'acer B 400 S, $9\phi 20$.

Si es deixa una distància mínima entre barres d'un diàmetre, així com també en els extrems, l'espai necessari serà:

$$9{\cdot}2 + 8{\cdot}2 + 2{\cdot}2 = 38cm < 200cm \Rightarrow \text{Hi ha espai.}$$

Per tant, l'armadura paral·lela al costat major *a* consistirà en 9 barres d'acer corrugat B 400 S, distribuïdes uniformement.

Respecte l'armadura paral·lela al costat *b,* no serà necessari el càlcul*,* havent-ne prou amb la quantia geomètrica mínima. L'àrea de les armadures en aquesta direcció serà:

$$A_s = \rho_{\min} \cdot a \cdot d$$

$$A_s = 0{,}0020 \cdot 250 \cdot 64 = 32cm^2 \Rightarrow 16\phi 16$$

Per últim, les longituds d'ancoratge es calcularan segons:

$$l_b = m \cdot \phi^2$$

On :

m: Coeficient numèric que, en el cas de barres rectes i resistència característica del formigó 250 Kg/cm^2, per a l'acer B 400 S, val 12.

ϕ : diàmetre de les barres

$$l_b = 12 \cdot 2^2 = 48cm$$

En el cas de les armadures paral·leles al costat més llarg, no serà necessari doblegar-les.

$$l_b = 12 \cdot 1{,}6^2 = 30{,}72cm \approx 32cm$$

8.3. Dimensionament i armat de les sabates per als pilarets

En aquest cas, els pilarets transmeten gairebé només esforç axil, el valor del qual és de 23800 Kg. La placa base sobre la qual descansen els pilars té una àrea de 35 x 35 cm.

8.3.1. Predimensionament

Per a una profunditat de la sabata de 0,5 metres, els esforços a què estarà sotmesa la seva base seran:

$$N_t = N + P = 23800Kg + 2812Kg = 26612Kg$$

És recomanable que els costats del rectangle o del quadrat que formen les sabates tinguin dimensions múltiples de 250 mm., i el cantell, múltiple de 100 mm. Per tant, es comprovarà una sabata rectangular de 1,5 x 1,5 m.

Els vols de la sabata es calculen segons:

$$v_a = \frac{(a - a_o)}{2} = \frac{(1{,}5 - 0{,}35)}{2} = 0{,}575m$$

$$v_a = \frac{(b - b_o)}{2} = \frac{(1{,}5 - 0{,}35)}{2} = 0{,}575m$$

Per tant, s'agafa el valor de 57,5 cm. Com que aquest valor és inferior a dues vegades l'alçada màxima de la sabata (2·h = 100 cm.), i l'excentricitat és despreciable, es classifica aquest tipus de sabata com a *rígida*. La distribució de pressions sobre el terreny es podrà considerar plana, però per al càlcul com a peces de formigó, s'haurà d'aplicar el *Mètode de les bieles i tirants*. Per tant, en favor de la seguretat, per al càlcul estructural, es considerarà una pressió uniforme del terreny, prescindint del pes propi de la sabata. Com a acció del terreny sobre la sabata es considera:

$$\sigma_t = \frac{N^*}{a \cdot b} = \frac{23800Kg}{1{,}5m \cdot 1{,}5m} = 10578\frac{Kg}{m^2} = 105{,}78\frac{KN}{m^2}$$

Amb la qual cosa el cantell útil mínim valdrà:

$$d = \frac{1{,}1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1{,}1 \cdot 105{,}78}{105{,}78 + 370} \cdot 0{,}5 = 0{,}122m$$

Aquest valor és molt petit. A priori, potser el cantell total es podria reduir, però no serà fins que no es calculin les armadures quan es plantegi aquesta opció. En principi, la solució consisteix en un cantell útil de 44 cm., i un recobriment de 6 cm., per a evitar problemes de corrosió (*h = 50 cm.).*

8.3.2. Comprovació de la pressió sobre el terreny

Amb les dimensions escollides, el pes de la sabata serà:

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \rho = 1{,}5m \cdot 1{,}5m \cdot 0{,}5m \cdot 2500 \frac{Kg}{m^3} = 2812Kg$$

I el valor de la pressió sobre el terreny:

$$\sigma = \frac{N+P}{a \cdot b} = \frac{\frac{23800}{1{,}5} + 2812Kg}{150cm \cdot 150cm} = 0{,}830 \frac{Kg}{cm^2} < \sigma_{terreny,adm.} = 2 \frac{Kg}{cm^2}$$

8.3.3. Càlcul de les armadures de tracció

L'armadura principal ha de resistir la tracció indicada a continuació:

$$T_d = \frac{N_d}{2 \cdot 0{,}85 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{26612Kg}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}44} \cdot \left(\frac{1{,}5}{4} - \frac{0{,}35}{4} \right) = 10228Kg = 102{,}28KN$$

L'armadura ha de disposar-se amb molta cura, ja que el model de les bieles i tirants adoptat per al càlcul exigeix el funcionament eficaç del tirant en tota la seva llargada. En les armadures de les sabates dimensionades per la teoria de la flexió, les tensions s'anul·len en els extrems, i són màximes en el centre de la sabata.

La Instrucció espanyola recomana l'anclatge mitjançant barres soldades transversals. Les quanties mínimes exigides seran:

$\rho \geq 0{,}0020$, per a acers B 400 S

$\rho \geq 0{,}0018$, per a acers B 500 S

En aquest cas, no serà necessari realitzar la comprovació de la sabata en front a esforços tallants o punxonament.

$$\left.\begin{array}{l}\omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \\ \rho = \dfrac{A_s}{b \cdot d}\end{array}\right\} \Rightarrow \omega = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega = 0{,}0020 \cdot \frac{\dfrac{4100}{1{,}15}}{\dfrac{250}{1{,}5}} = 0{,}04278 \approx 0{,}043$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \Rightarrow 0{,}043 \cdot 150 \cdot 44 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 47300 Kp$$

Mirant les taules que relacionen la capacitat mecànica amb el diàmetre de les armadures, i el número adequat d'elles, es trien, per a l'acer B 400 S, $5\phi 20$.

Si es deixa una distància mínima entre barres d'un diàmetre, així com també en els extrems, l'espai necessari serà:

$5 \cdot 2 + 4 \cdot 2 + 2 \cdot 2 = 22cm < 200cm \Rightarrow$ Hi ha espai.

Per tant, l'armadura paral·lela al costat major *a* consistirà en 5 barres d'acer corrugat B 400 S, distribuïdes uniformement.

Respecte l'armadura paral·lela al costat *b,* no serà necessari el càlcul*,* havent-ne prou amb la quantia geomètrica mínima. L'àrea de les armadures en aquesta direcció serà:

$$A_s = \rho_{\min} \cdot a \cdot d$$

$$A_s = 0{,}0020 \cdot 150 \cdot 44 = 13{,}2cm^2 \Rightarrow 7\phi 16$$

Per últim, les longituds d'ancoratge es calcularan segons:

$$l_b = m \cdot \phi^2$$

$$l_b = 12 \cdot 2^2 = 48cm$$

En el cas de les armadures paral·leles al costat més llarg, no serà necessari doblegar-les.

$$l_b = 12 \cdot 1{,}6^2 = 30{,}72cm \approx 32cm$$

9. Càlcul de la riostra

9.1. Bases de càlcul

Les riostres, a més de bloquejar el moviment horitzontal de les sabates, tenen la missió de servir de recolzament als tancaments laterals de la nau, els quals es recorda que consisteixen, en la seva majoria, en plafons alveolars de formigó prefabricat, amb aïllament d'àrid expansiu i càmera d'aire. El seu pes és de 221 Kg/m^2.

Anàlogament al cas de les sabates, es farà servir formigó HA-25/B/20/IIA i armadures d'acer corrugat, del tipus B 400 S. Els coeficients de seguretat seran, de nou, 1,5 i 1,15, respectivament, i el valor de la tensió màxima admissible del terreny, 2 Kg/cm^2.

El pes dels tancaments s'assimilarà a una càrrega uniformement repartida, de valor (Eq. 9.1):

$$P = \gamma_s \cdot Q \cdot h \cdot a \qquad \text{(Eq. 9.1)}$$

On:

Q: pes dels plafons.

h*:* alçada dels plafons (per defecte, independentment de si es col·loquen horitzontal o verticalment, es considera l'alçada de la nau).

a: amplada dels plafons

$$P = 1{,}5 \cdot 221 \frac{Kg}{m^2} \cdot 7.5m = 2486 \frac{Kg}{m}$$

9.2. Dimensionament i armat de les riostres

Per tal que no hi hagi perill de vinclament, les riostres han de tenir una esbeltesa:

$$b \geq \frac{l}{20} \qquad \text{(Eq. 9.2)}$$

On *b* és el valor del costat menor de la secció de la biga, i *l* és la distància entre les cares de les sabates.

$$b \geq \frac{5{,}7 - 2 \cdot 1}{20} = 0{,}185m$$

Per tant, una bona secció de les riostres serà 30 x 50 cm. , deixant uns recobriments de 6 cm., com en el cas de les sabates.

En aquest cas, com els extrem de les bigues es consideren encastats, el moment de servei es pot calcular com:

$$M = \frac{1}{12} \cdot Q \cdot l^2 = \frac{1}{12} \cdot 2486 \frac{Kg}{m} \cdot (5{,}7 - 2 \cdot 1)^2 m^2 = 2836 Kg \cdot m$$

Es suposaran armadures de diàmetre 16 mm. Amb les dimensions especificades, el cantell útil valdrà 24 cm. L'expresió del moment reduït és la següent:

$$\mu_d = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad \text{(Eq. 9.3)}$$

$$\mu_d = \frac{283600 \cdot 1{,}6}{30 \cdot 44^2 \cdot \frac{250}{1{,}5}} = 0{,}0469 \Rightarrow \text{D}\textit{omini 2}$$

En aquest domini, en el cas de flexió simple o composta, la profunditat de l'eix neutre varia en l'interval (0 < x < 0,259·d). La deformació de l'armadura de tracció s'ha limitat al valor $\varepsilon_1 = 0{,}01$, al que correspon una tensió igual a la seva resistència de càlcul f_{yd} . El formigó no arribarà a la seva deformació màxima $(\varepsilon_{cu} = 0{,}0035)$. Llavors, la secció s'esgotarà excés de deformació plàstica en l'armadura de tracció.

Amb el valor del moment reduït calculat, es pot entrar en les Taules Universals per a Flexió Simple o Composta, obtenint (interpolant):

$$\mu_d = 0{,}0469 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0{,}1138 \\ \omega = 0{,}0488 \end{cases}$$

$$\omega = \frac{A_1 \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \qquad \text{(Eq. 9.4)}$$

$$A_1 \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0{,}0488 \cdot 30 \cdot 44 \cdot \frac{250}{1{,}5} = 10736 Kg$$

Amb aquesta capacitat mecànica, n'hi hauria prou amb $3\phi12$ o $4\phi10$. No obstant, es decideix posar $4\phi12$. A més, es disposaran les mateixes armadures a dalt de la biga, en la zona a priori comprimida.

Per altra banda, el formigó, a tallant, pot resistir en situació de trencament un cert esforç. Si en servei, aquest valor no s'assoleix, no serà necessari l'ús d'estreps. L'expressió d'aquest tallant màxim és:

$$V_{cu} = 0{,}10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \qquad \text{(Eq. 9.5)}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \qquad \text{(Eq. 9.6)}$$

$$\rho_{4\phi12} = \frac{n \cdot A}{b \cdot d} \qquad \text{(Eq. 9.7)}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{44}} = 3{,}13$$

$$\rho_{4\phi12} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \frac{1{,}2^2}{4}}{30 \cdot 44} = 0{,}00343$$

$$V_{cu} = 0{,}10 \cdot 3{,}13 \cdot (100 \cdot 0{,}00343 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 44 = 8457 Kg$$

Per cada riostra, l'esforç tallant que ha de suportar és de $2486 \frac{Kg}{m} \times 5{,}7m = 14170 Kg$. En aquest cas, s'ha considerat que en els plafons d'aquesta riostra no hi ha obertures que alleugereixen el pes.

Per tant, es necessitaran estreps per a compensar la diferència:

$$V_{su} = 14170 Kg - 8457 Kg = 5713 Kg$$

Es decideix posar estreps mínims $\phi8a30$:

$$V_{su} = \frac{0{,}9 \cdot d}{s} \cdot A_s \cdot f_{yd} \qquad \text{(Eq. 9.8)}$$

Fent ús de l'Equació 9.8, s'obté que:

$$V_{su} = \frac{0{,}9 \cdot 44}{30} \cdot 3580 = 4726 Kg \Rightarrow \text{no aguanta}$$

Es prova amb estreps mínims $\phi 10 a 30$:

$$V_{su} = \frac{0{,}9 \cdot 44}{30} \cdot 5600 = 7392 Kg \Rightarrow \text{solució correcta}$$

10. Càlcul de la junta de dilatació

Degut a la llargària de la nau (70 metres, aprox.), es considera necessari estudiar la disposició de juntes de dilatació. Aquests elements permetran la deformació del material de l'estructura, evitant que es formin esquerdes a causa dels gradients tèrmics. Amb aquesta solució, s'estalviarà un perfilat major de bigues i pilars, i l'aparició d'esquerdes en els tancaments.

Segons la Norma, la distància màxima entre juntes, en estructura metàl·lica, és de 40 m. Per tant, es col·locaran colisos en el solapament de les corretges entre la zona d'oficines i la de taller. En les ànimes dels perfils IPE de les corretges, es posaran angulars amb taladres colisos.

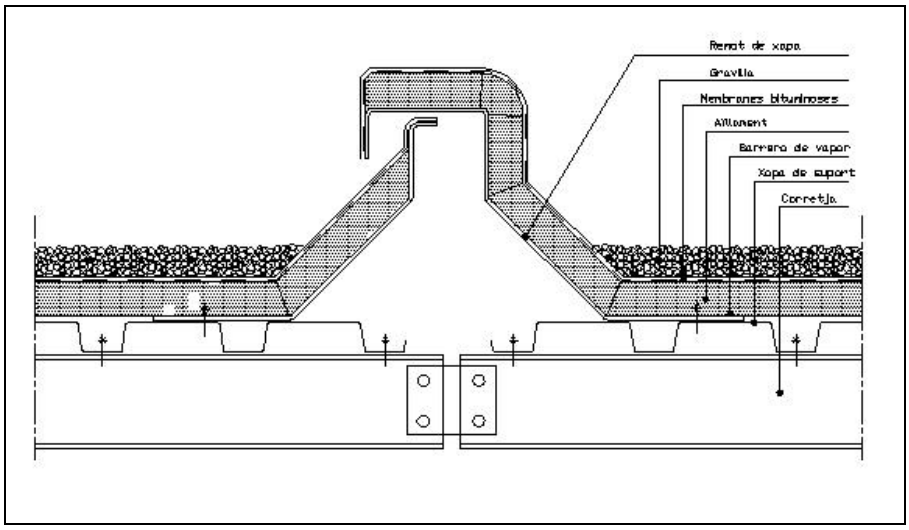


Figura 10.1. Junta de dilatació de coberta

Si es suposa una variació de temperatura no superior a 10ºC i un coeficient de dilatació tèrmica de $1{,}2 \cdot 10^{-5} \frac{m}{m^{\circ} C}$ per a acer laminat, es podrà conèixer quina distància deixar lliure en la junta, degut a l'expansió dels elements. Llavors:

$$\Delta L_{TOTAL} = \Delta L_1 + \Delta L_2 \qquad \text{(Eq.10.1)}$$

$$\Delta L_1 = 1{,}2 \cdot 10^{-5} \frac{m}{m^{\circ} C} \cdot 10^{\circ} C \cdot 17 m = 0{,}00204 m = 0{,}2 cm \qquad \text{(Eq. 10.2)}$$

$$\Delta L_2 = 1{,}2 \cdot 10^{-5} \frac{m}{m^{\circ} C} \cdot 10^{\circ} C \cdot 51m = 0{,}00612m = 0{,}61cm$$

$$\Delta L_{TOTAL} = 0{,}2 + 0{,}61 = 0.8cm$$

Per arrodonir, es deixarà una distància lliure entre les unitats de 1 cm.

A més, en la zona entre taller i oficines, es duplicarà l'estructura, i es diposaran les dues tipologies descrites (pòrtics d'oficina i pòrtics principals de taller).

11. Càlcul de les unions

11.1. Unió entre pilars exteriors HEB 300 i la jàssera IPE 300.

Dita unió es farà mitjançant soldadura, complint la Norma NBE EA-95. En funció del costat esquerre o dret dels pòrtics, les sol·licitacions més desfavorables són:

Nus (esquerra)	Moment (Kg·m)	Axil (Kg)	Tallant (Kg)
pilar HEB 300 (inf)	4250	12932	100
pilar HEB 300 (sup)	2400	2504	1480
Biga IPE 300	6650	217	11430

Taula 11.1. Càrregues en el nus esquerre

Nus (dreta)	Moment (Kg·m)	Axil (Kg)	Tallant (Kg)
pilar HEB 300 (inf)	5360	13605	3320
pilar HEB 300 (sup)	6070	2573	2530
Biga IPE 300	11330	217	11030

Taula 11.2. Càrregues en el nus dret

Es prendran els esforços en el nus de la dreta, per ésser en el seu conjunt, més desfavorables.

Primerament es realitzaran les comprovacions habituals, disposant d'unions amb cordons frontals, longitudinals i transversals, per tal de complir l'objectiu d'unir ambdós elements rígidament. En el càlcul, es considerarà que l'esforç tallant l'absorbeixen íntegrament els cordons a3 de l'ànima, mentre que el moment flector es reparteix sobre la secció total de soldadura.

11.1.1. Espesors màxims de soldadura

- Ales (a1, a2):

$$\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot e_{1|IPE300}=\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot 10{,}7mm=7{,}56mm\Rightarrow 1cm \qquad \text{(Eq. 11.1)}$$

- Ànima (a3):

$$\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot e_{|IPE300}=\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot 7{,}1mm=5.02mm\Rightarrow 1cm$$

Es decideix arrodonir a la unitat, per tal de facilitar la feina al soldador.

11.1.2. Cràters

En les ales, la longitud dels cràters es considerarà com:

$$2\cdot a_1=2cm$$

11.1.3. Càlcul del mòdul resistent de la secció de garganta, abatuda sobre el pla del cordó.

$$I=2\cdot a_1\cdot L_1\cdot\left(\frac{h}{2}+\frac{a_1}{2}\right)^2+4\cdot a_2\cdot L_2\cdot\left(\frac{h}{2}-e_1-\frac{a_2}{2}\right)^2+2\cdot a_3\cdot\frac{L_3^3}{12} \qquad \text{(Eq. 11.2)}$$

$L_1=13cm$ $\quad h=30cm$

$L_2=5{,}14cm$ $\quad e_1=1{,}07cm$

$L_3=24{,}8cm$

$$I=2\cdot 1\cdot 13\cdot\left(\frac{30}{2}+\frac{1}{2}\right)^2+4\cdot 1\cdot 5{,}14\cdot\left(\frac{30}{2}-1.07-\frac{1}{2}\right)^2+2\cdot 1\cdot\frac{24{,}8^3}{12}=12496{,}97cm^4$$

$$W=\frac{I}{\frac{1}{2}\cdot(h+a_1)}=\frac{12496{,}97}{\frac{1}{2}\cdot(30+1)}=806{,}25cm^3 \qquad \text{(Eq. 11.3)}$$

11.1.4. Comprobació dels cordons a1.

En dita comprobació, únicament es considerarà el moment flector.

$$\sigma^*_{\max} = \frac{M^*}{W} = \frac{1133000}{806{,}25} = 1405{,}26\frac{Kg}{cm^2} \le 0.85\cdot\sigma_u = 0.85\cdot 2600 = 2210\frac{Kg}{cm^2}$$

11.1.5. Comprobació dels cordons a2

$$\sigma^*_c = 1.18\cdot\frac{(h-2\cdot e_1-a_2)}{(h-a_1)}\cdot\frac{M^*}{W} \qquad \text{(Eq. 11.4)}$$

$$\sigma^*_c = 1.18\cdot\frac{(30-2\cdot 1{,}07-1)}{(30-1)}\cdot\frac{1133000}{806{,}25} = 1535{,}5\frac{Kg}{cm^2} \le \sigma_u = 2600\frac{Kg}{cm^2}$$

11.1.6. Comprobació dels cordons a3.

Els cordons de l'ànima es comproven en els seus extrems, considerant l'acumul·lació de les tensions degudes al moment flector i a l'esforç tallant.

$$\sigma^*_{I,\max} = \frac{M^*}{\sqrt{2}\cdot W} = \frac{1133000}{\sqrt{2}\cdot 806{,}25} = 993{,}67\frac{Kg}{cm^2} \qquad (Eq.11.5)$$

$$\tau^*_{a,med} = \frac{P^*}{2\cdot a_3\cdot L_3} = \frac{11030}{2\cdot 1\cdot 24{,}8} = 222{,}38\frac{Kg}{cm^2} \qquad (Eq.11.6)$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\left(2{,}8\cdot\left(\frac{L_3}{h+a_1}\right)^2\cdot\sigma^{*2}_{I,\max} + 1.8\cdot\tau^{*2}_{a,med}\right)} \le \sigma_u \qquad (Eq.11.7)$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\left(2{,}8\cdot\left(\frac{24{,}8}{30+1}\right)^2\cdot 993{,}67^2 + 1.8\cdot 222{,}38^2\right)} = 1363{,}23\frac{Kg}{cm^2} \le 2600\frac{Kg}{cm^2}$$

11.1.7. Comprobació de l'ànima del pilar.

- *Tracció* : $e_1 \ge 0.4\cdot\sqrt{(b_{viga}\cdot e_{viga})} \Rightarrow \left\{\begin{matrix} HEB300: e_1 = 19mm \\ 0.4\cdot\sqrt{(150\cdot 10{,}7)} = 16mm \end{matrix}\right\}$ - (Eq. 11.8)

- *Compresió* :

$$e_c^{'} \geq \frac{b \cdot e_v}{e_v + 5 \cdot k}$$

$$k = \frac{(h - 2 \cdot e_1 - h_1)}{2} = \frac{300 - 2 \cdot 19 - 208}{2} = 27mm \qquad \text{(Eq. 11.9)}$$

$$e_c^{'} = 11mm \geq \frac{10{,}7 \cdot 150}{10{,}7 + 5 \cdot 27} = 11{,}01mm$$

Teòricament, s'està en el límit de la restricció, i no faria falta disposar de rigiditzadors. No obstant, per prudència, sí que es posaran aquests elements.

11.1.8. Càlcul dels rigiditzadors per a l'ànima del pilar.

En aquest cas, com l'alçada total del pilar (7,5 m.) es pot transportar en camió, i no es produeix un canvi de perfil entre plantes, es col·locaran dos rigiditzadors, alineats amb les ales de la biga.

La força que circula per les ales de la biga, es calcula com:

$$F^* = \frac{M^*}{h - e_1} = \frac{1133000}{30 - 10{,}7} = 58704{,}66Kg \qquad \text{(Eq. 11.10)}$$

Llavors, s'obté un espessor per al cordó de soldadura de:

$$A = \frac{F^*}{4 \cdot L_{útil} \cdot 0.75 \cdot \sigma_u} \qquad (Eq.11.11)$$

$$L_{útil} = h - e_1 - crater = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 1 = 260mm = 26cm \qquad \text{(Eq. 11.12)}$$

$$A = \frac{58704{,}66}{4 \cdot 26 \cdot 0.75 \cdot 2600} = 0.289cm \Rightarrow 0.5cm$$

(Rigiditzador d' espessor 10,7 mil·límetres).

11.1.9. Cálcul de l'ànima del pilar

$$\tau^*_{media} = \frac{F^*}{L_{útil} \cdot e} = \frac{58704{,}66}{26 \cdot 1{,}1} = 2052{,}61\frac{Kg}{cm^2} \geq \frac{2600}{\sqrt{3}} = 1501.11\frac{Kg}{cm^2}(VonMisses) \qquad \text{(Eq. 11.13)}$$

S'ha de reforçar l'ànima del pilar. El mínim espessor de les xapes ha de ser:

$$\tau^*_{media} = \frac{F^*}{L_{útil} \cdot e} = \frac{58704{,}66}{26 \cdot (1{,}1 + 2 \cdot X)} = 1501.11 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow X = 0.202cm \approx 2mm$$

S'escull una xapa de 6 mm. a cada costat, per a estalviar problemes d'esbeltesa.

$$\tau^*_{media} = \frac{F^*}{L_{útil} \cdot e} = \frac{58704{,}66}{26 \cdot (1{,}1 + 2 \cdot 0.6)} = 981{,}68 \frac{Kg}{cm^2} \leq \frac{2600}{\sqrt{3}} = 1501.11 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma^*_c = \sqrt{\left(\left(\frac{N^*}{A}\right)^2 + 3 \cdot \tau^{*2}_{media}\right)} \Rightarrow \sigma^*_{c|6mm} = \sqrt{\left(\left(\frac{13605}{149}\right)^2 + 3 \cdot 981{,}68^2\right)} = 1702{,}76 \frac{Kg}{cm^2} \leq 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

11.2. Unió entre pilars exteriors HEB 300 i la jàssera IPE 180

Dita unió, corresponent als nusos de cumbrera, es farà mitjançant soldadura, complint la Norma NBE EA-95. En funció del costat esquerre o dret dels pòrtics, les sol·licitacions més desfavorables són:

Nus (esquerra)	Moment (Kg·m)	Axil (Kg)	Tallant (Kg)
Pilar HEB 300	1890	2504	1480
Biga IPE 180	1890	2387	2500

Taula 11.3. Càrregues en el nus esquerre

Nus (dreta)	Moment (Kg·m)	Axil (Kg)	Tallant (Kg)
pilar HEB 300	2800	2573	2570
Biga IPE 180	2800	2387	2990

Taula 11.4. Càrregues en el nus dret

Primerament es realitzaran les comprovacions habituals, disposant d'unions amb cordons frontals, longitudinals i transversals.

De nou, es prendran els esforços en el nus de la dreta, per ésser en el seu conjunt, més desfavorables.

11.2.1. Espessors màxims de soldadura

- Ales (a1, a2):

$$\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot e_{1|IPE180}=\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot 8mm=5{,}65mm\Rightarrow 1cm$$

- Ànima (a3):

$$\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot e_{|IPE180}=\frac{\sqrt{2}}{2}\cdot 5{,}3mm=3{,}74mm\Rightarrow 0{,}5cm$$

11.2.2. Cràters

En les ales, la longitud dels cràters es considerarà com:

$$2\cdot a_1=2cm$$

11.2.3. Càlcul del mòdul resistent de la secció de garganta, abatuda sobre el pla del cordó.

$$I=2\cdot a_1\cdot L_1\cdot\left(\frac{h}{2}+\frac{a_1}{2}\right)^2+4\cdot a_2\cdot L_2\cdot\left(\frac{h}{2}-e_1-\frac{a_2}{2}\right)^2+2\cdot a_3\cdot\frac{L_3^3}{12}$$

$L_1=71cm$ $\quad h=18cm$

$L_2=2{,}85cm$ $\quad e_1=0{,}80cm$

$L_3=14{,}6cm$

$$I=2\cdot 1\cdot 7{,}1\cdot\left(\frac{18}{2}+\frac{1}{2}\right)^2+4\cdot 1\cdot 2{,}85\cdot\left(\frac{18}{2}-0{,}80-\frac{1}{2}\right)^2+2\cdot 0{,}5\cdot\frac{14{,}6^3}{12}=2216{,}80cm^4$$

$$W=\frac{I}{\frac{1}{2}\cdot(h+a_1)}=\frac{2216{,}8}{\frac{1}{2}\cdot(18+1)}=233{,}35cm^3$$

11.2.4. Comprobació dels cordons a1.

En dita comprobació, únicament es considerarà el moment flector.

$$\sigma^*_{\max}=\frac{M^*}{W}=\frac{280000}{233{,}35}=1199{,}91\frac{Kg}{cm^2}\le 0.85\cdot\sigma_u=0.85\cdot 2600=2210\frac{Kg}{cm^2}$$

11.2.5. Comprobació dels cordons a2

$$\sigma_c^* = 1.18 \cdot \frac{(h - 2 \cdot e_1 - a_2)}{(h - a_1)} \cdot \frac{M^*}{W}$$

$$\sigma_c^* = 1.18 \cdot \frac{(18 - 2 \cdot 0{,}8 - 1)}{(18 - 1)} \cdot \frac{280000}{233{,}35} = 1282{,}64 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

11.2.6. Comprobació dels cordons a3.

Els cordons de l'ànima es comproven en els seus extrems, considerant l'acumul·lació de les tensions degudes al moment flector i a l'esforç tallant.

$$\sigma_{I,\max}^* = \frac{M^*}{\sqrt{2} \cdot W} = \frac{280000}{\sqrt{2} \cdot 233{,}35} = 848{,}47 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{a,med}^* = \frac{P^*}{2 \cdot a_3 \cdot L_3} = \frac{2990}{2 \cdot 0{,}5 \cdot 14{,}6} = 204{,}80 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\left(2{,}8 \cdot \left(\frac{L_3}{h + a_1}\right)^2 \cdot \sigma_{I,\max}^{*2} + 1{,}8 \cdot \tau_{a,med}^{*2}\right)} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\left(2{,}8 \cdot \left(\frac{14{,}6}{18 + 1}\right)^2 \cdot 848{,}47^2 + 1{,}8 \cdot 204{,}80^2\right)} = 1125{,}04 \frac{Kg}{cm^2} \leq 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

11.2.7. Comprobació de l'ànima del pilar.

- *Tracció* : $e_1 \geq 0.4 \cdot \sqrt{(b_{viga} \cdot e_{viga})} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} HEB300 : e_1 = 19mm \\ 0.4 \cdot \sqrt{(91 \cdot 8)} = 10{,}79mm \end{matrix} \right\}$

- *Compressió* :

$$e_c^{'} \geq \frac{b \cdot e_v}{e_v + 5 \cdot k}$$

$$k = \frac{(h - 2 \cdot e_1 - h_1)}{2} = \frac{300 - 2 \cdot 19 - 208}{2} = 27mm$$

$$e_c^{'} = 11mm \geq \frac{8 \cdot 91}{8 + 5 \cdot 27} = 5mm$$

En aquest cas, la diferència és prou significativa com per no necessitar rigiditzadors.

11.2.8. Càlcul de l'ànima del pilar

La força que circula per les ales de la biga, es calcula com:

$$F^* = \frac{M^*}{h - e_1} = \frac{280000}{18 - 8} = 28000 Kg$$

$$L_{útil} = h - e_1 - crater = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 1 = 260 mm = 26 cm$$

$$\tau^*_{media} = \frac{F^*}{L_{útil} \cdot e} = \frac{28000}{26 \cdot 1{,}1} = 979 \frac{Kg}{cm^2} < \frac{2600}{\sqrt{3}} = 1501.11 \frac{Kg}{cm^2} (VonMisses)$$

Tampoc s'ha de reforçar l'ànima del pilar.

11.3. Unió entre HEB 160, HEB 100 i IPE 300

El criteri de càlcul que es va adoptar per als pòrtics davanters de la nau consistia en assimilar la biga a una biga contínua, i considerar les unions amb els pilarets interiors com a articulades. Llavors, el procediment a seguir serà realitzar les unions biga – pilar soldades articulades, mitjançant l'ús d'uns angulars, i aconseguir l'efecte de continuitat en la jàssera mitjançant cobrejuntes i rigiditzadors, els quals també aniran soldats.

11.3.1. Angular

Es proposa, a priori, l'ús de perfils en L del tipus 100.10, amb una longitud de 190 mm. La reacció ponderada major que han de suportar les unions, per al cas HEB 160 – IPE 300, és de 23800 Kg. Els cordons de soldadura corresponents als angulars tindran un valor de 7 i 5 mm., respectivament, d'acord amb la Figura 11.1.

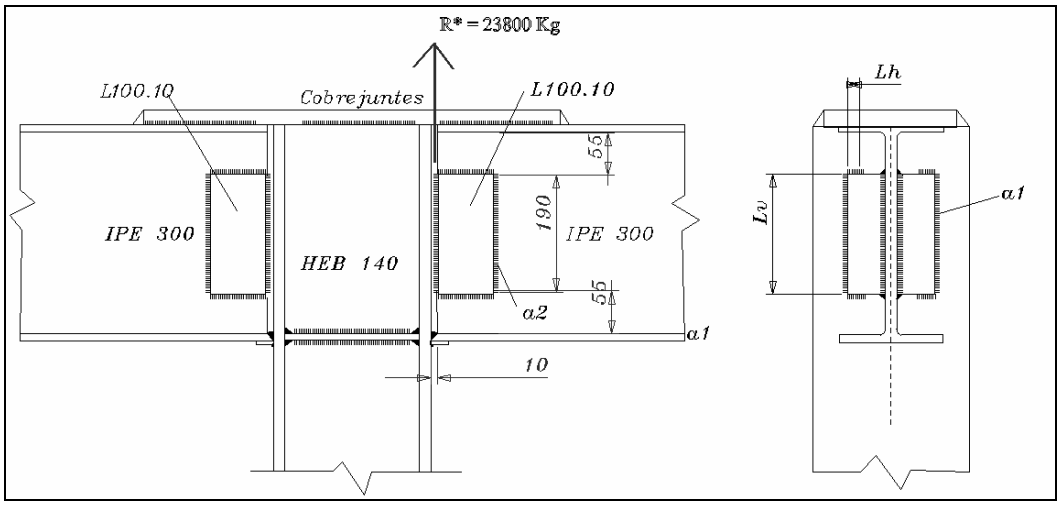


Figura 11.1. Unió articulada

Cordons a1:

Aquests cordons, corresponents a la unió de l'angular amb el pilar, seran de 0,7 cm., i s'extendran en tota la longitud vertical de la peça en L, i en un quart del costat de dita L, en sentit horitzontal.

La càrrega transmesa per la biga a la columna fa que els angulars girin un sobre l'altre, de manera que en la part de dalt s'aproximen i en la d'abaix, es separen. Es segueix una llei de repartició d'esforços en la que queda comprimida una sisena part de la longitud vertical de l'angular. Llavors, la tensió en els cordons, es calcula segons:

$$\sigma^*_{co} = \frac{R^*}{a \cdot L_v} \cdot \sqrt{4{,}536 \cdot \frac{L_h^2}{L_v^2} + 0{,}45} \leq \sigma_u \qquad \text{(Eq. 11.14)}$$

Si s'agafa $L_v = 190mm$ i $\frac{L_h}{4} = \frac{100}{4} = 25mm$, llavors:

$$\sigma^*_{co} = \frac{23800}{0{,}7 \cdot 19} \cdot \sqrt{4{,}536 \cdot \frac{10^2}{19^2} + 0{,}45} = 2337{,}65 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cordons a2:

En el cas de la unió de l'angular a la biga, es consideraran dos cordons laterals i un de frontal. El mètode que es descriu a continuació, només es podrà aplicar si es verifica:

$$0{,}50 \cdot h < L_2 < 2 \cdot h \qquad \text{(Eq. 11.15)}$$

On:

L_2 : Longitud dels cordons laterals. En aquest cas, és igual al costat de l'angular.

h : Longitud vertical de la L. És igual a L_v.

$$0{,}50 \cdot 190 = 95 < L_2 = 100 < 2 \cdot h = 380$$

Llavors, el moment frontal màxim serà el corresponent a un cordó longitudinal sol·licitat a flexió simple.

$$M_{f,\max} = \frac{\sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2}{6 \cdot \sqrt{1{,}4}} = 0{,}14 \cdot \sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2 \qquad \text{(Eq. 11.16)}$$

El moment torsor es podrà calcular segons:

$$M_{L,\max} = 0{,}75 \cdot \sigma_u \cdot L_2 \cdot a_2 \cdot (h + a_2) \qquad \text{(Eq. 11.17)}$$

Substituint:

$$M_{f,\max} = 0{,}14 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0{,}5cm \cdot 19{,}5^2 cm^2 = 69205{,}5Kg \cdot cm$$

$$M_{L,\max} = 0,75 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 9,5cm \cdot 0,5cm \cdot (19 + 0,5)cm = 185250Kg \cdot cm$$

Es calcula el moment $P^* \cdot d$, referit al centre de gravetat dels cordons laterals, el qual es descomposa proporcionalment als dos moments descrits anteriorment.

$$P^* = \frac{R^*}{2} = \frac{23800Kg}{2} = 11900Kg \qquad \text{(Eq. 11.18)}$$
$$P^* \cdot d = 11900Kg \cdot 5,5cm = 65450Kg \cdot cm$$

$$M_f = \frac{69205,5}{69205,5 + 185250} \cdot 65450 = 17800,75Kg \cdot cm < M_{f,\max}$$
$$M_L = \frac{185250}{69205,5 + 185250} \cdot 65450 = 47649,24Kg \cdot cm$$

El cordó frontal de 195 mm.compleix. Els dos cordons lateral restants han de resistir les càrregues:

- *Força longitudinal actuant sobre un cordó lateral*

$$F_2 = \frac{M_L}{(h + a_2)} = \frac{47649,24Kg \cdot cm}{19,5cm} = 2443,55Kg \qquad \text{(Eq. 11.19)}$$

- Esforç aplicat en la direcció normal als cordons

$$P_{c2} = \frac{R^*}{2} = 11900Kg \qquad \text{(Eq. 11.20)}$$

Llavors:

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0,35 \cdot P_{c2}^2 + 1,8 \cdot F_2^2}}{a_2 \cdot L_2} \leq \sigma_u \qquad \text{(Eq. 11.21)}$$

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0,35 \cdot 11900^2 + 1,8 \cdot 2443,55^2}}{0,5 \cdot 9,5} = 1634,95 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Per tant, s'accepta l'angular triat, amb els cordons corresponents.

11.3.2. Canvi de perfil del pilar

En aquest cas, es produeix un canvi de perfil entre pilars corresponents a la planta baixa i la planta d'oficines. Es passa d'un perfil HEB 160 a un perfil HEB 100. La diferència entre ambdós és de 6 centímetres, i l'esforç predominant és el de compressió axial. Es proposa l'ús d'una placa de seient entre els dos pilars, amb un rigiditzador horitzontal a l'alçada de l'ala inferior de la biga, i d'una altra placa soldada a l'ala del pilar superior, de manera que s'asseguri la transmissió d'esforços entre els elements verticals, a 45º o més. Esquemàticament, a la Figura 11.2 es pot veure la distribució d'esforços, amb la placa.

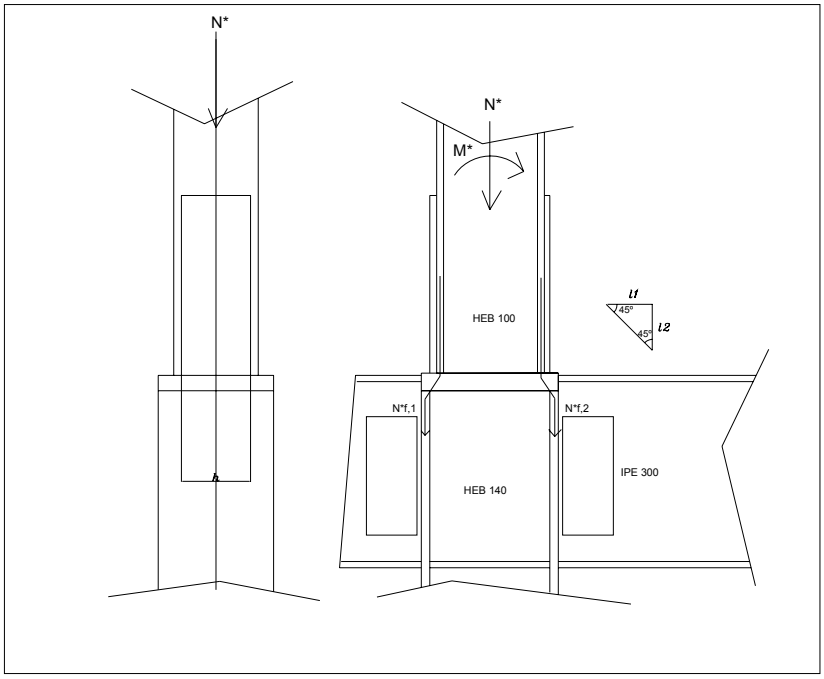


Figura 11.2. Canvi de perfil entre pilars

En la placa soldada a l'ala del pilar HEB 100, es considerarà que els cordons longitudinals seran els que absorbeixin l'esforç,menyspreant els cordons frontals. D'aquesta manera, en comptes de quedar una placa quadrada, resultarà més allargada, però atès que al menys en la zona d'oficines es cobriran els pilars, no se li dóna importància a aquest fet.

Es planteja el següent sistema d'equacions:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{N^*}{2 \cdot a \cdot L} \leq 0.75 \cdot 2600 \\ L > 1.5 \cdot h \Rightarrow L = 2 \cdot h \end{array}\right\}$$

D'aquesta manera, treballen els cordons longitudinals. Es tria, per exemple, una longitud igual a dues vegades l'amplada de la placa.

$$\left.h+2\cdot a\cdot\frac{\sqrt{2}}{2}=10\right\}$$

Es dissenya l'ample de la placa per tal que juntament amb la soldadura, sigui igual a la longitud "b" del perfil HEB 100.

$$\left.\begin{aligned}N^*_{f,1}&=\frac{N^*}{2}-\frac{M^*}{d}\\N^*_{f,2}&=\frac{N^*}{2}+\frac{M^*}{d}\end{aligned}\right\}$$

Es reparteixen les càrregues transmeses per les ales del pilar superior, segons els esforços en el nus.

Llavors,substituint, resulta:

$$\left.\begin{aligned}N^*_{f,1}&=\frac{5460}{2}-\frac{300000}{\left(10-2\cdot\frac{1}{2}\right)}=30603Kg\\N^*_{f,2}&=\frac{5460}{2}+\frac{300000}{\left(10-2\cdot\frac{1}{2}\right)}=36063Kg\end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned}&\frac{36063}{2\cdot a\cdot L}=0.75\cdot 2600\\&L=2\cdot h\\&h+a\cdot\cdot\sqrt{2}=10\end{aligned}\right\}\Rightarrow\begin{cases}a=5mm\\h=10cm\\L=18cm\end{cases}$$

Els espessors de les dues xapes es determinaran resolent el problema geomètric que representa la transmissió d'esforços a 45º. A continuació, es mostra la Taula 11.5, amb els espessors corresponents a aquests elements, en el cas de transmissió d'esforços assimilant bieles a 45, 50 i 60 graus.

El càlcul s'ha fet suposant un espesor, per a la xapa soldada a l'ala del pilar superior, i obtenint, per geometría, l'espessor de la xapa horitzontal.

Exemple:

e (mm)	l2	l1(60º)	l1(50º)	l1(45º)
10	34	58,888	40,494	34
20	29	50,228	34,539	29
30	24	41,568	28,584	24
40	19	32,908	22,629	19
50	14	24,248	16,674	14
60	9	15,588	10,719	9

Taula 11.5. Combinació d'espessors entre plaques

Es decideix prendre una transmissió d'esforços a 50º, disposant dels espessors per a les plaques verticals i horitzontals de 1,5 i 3 cm., respectivament. Els cordons de soldadura entre els pilars i les xapes seran de 5 mm.

11.3.3. Cobrejuntes

Aquests elements han de tenir una secció igual o major que la de l'ala de la biga, per a poder transmitir els esforços de tracció.

$$e_{cobrejuntes} \geq e_{1,IPE300} = 10,7mm \Rightarrow e_{cobrejuntes} = 15mm$$

Els espessors màxims de soldadura seran: $\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 15 = 10,60mm$, els quals, s'arrodoneixen a $1,1cm$. Per altra banda, la força que circulava per les ales de la biga era de 52698 Kg, segons els càlculs anteriors.

Per tant:

$$\frac{F^*}{2 \cdot a \cdot L} \leq 0,75 \cdot \sigma_u \qquad \text{(Eq. 11.22)}$$

$$\frac{52698Kg}{2 \cdot 1,1cm \cdot L} \leq 0,75 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow L \geq 12,28cm$$

Afegint una longitud dels cràters de $2 \cdot a = 2,2cm$, el cobrejuntes haurà de sobresortir 16 cm. per cada costat, i presentar soldadura contínua.

11.3.4. Rigiditzador

Per tal d'assimilar la jàssera a una biga contínua, fa falta, a més del cobrejuntes, un rigiditzador a l'altura de les ales inferiors de l'HEB 300. En aquestes ales, caldrà fer una correcta preparació de bordes, i soldar-les al pilar mitjançant soldadura a tope.

Es disposen rigiditzadors d'espessor el de les ales de la biga, és a dir, 10,7 mm. El seu cordó de soldadura es calcularà d'acord amb el procès ja descrit amb anterioritat.

$$A = \frac{F^*}{4 \cdot L_{útil} \cdot 0.75 \cdot \sigma_u}$$

$$L_{útil} = h - e_1 - crater = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 1 = 260mm = 26cm$$

$$A = \frac{52698}{4 \cdot 26 \cdot 0.75 \cdot 2600} = 0.259cm \Rightarrow 0.5cm$$

11.4. Unió entre pilars interiors HEB 100 i biga IPE 180

Es segueix exactament el mateix procediment que en el punt anterior.

11.4.1. Angular

Es proposa, a priori, l'ús de perfils en L del tipus 80.8, amb una longitud de 120 mm. La reacció ponderada major que han de suportar les unions, per al cas HEB 100 – IPE 200, és de 5460 Kg. Els cordons de soldadura corresponents als angulars tindran un valor de 5 mm., respectivament, d'acord amb la Figura 11.3.

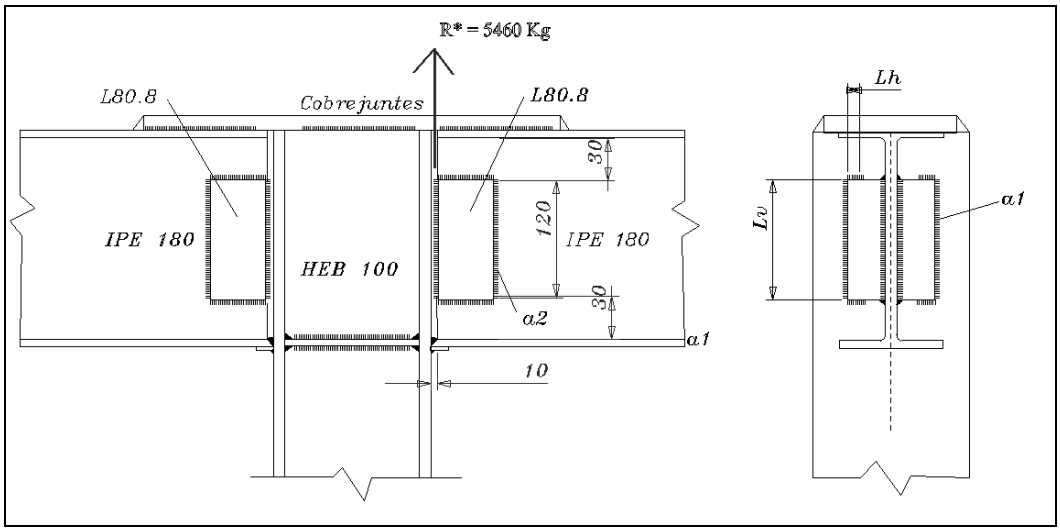


Figura 11.3. Unió entre pilar HEB 100 i biga IPE 180

Cordons a1:

Aquests cordons, corresponents a la unió de l'angular amb el pilar, seran de 0,5 cm., i s'extendran en tota la longitud vertical de la peça en L, i en un quart del costat de dita L, en sentit horitzontal.

La càrrega transmesa per la biga a la columna fa que els angulars girin un sobre l'altre, de manera que en la part de dalt s'aproximen i en la d'abaix, es separen. Es segueix una llei de repartició d'esforços en la que queda comprimida una sisena part de la longitud vertical de l'angular. Llavors, la tensió en els cordons, es calcula segons:

$$\sigma^*_{co} = \frac{R^*}{a \cdot L_v} \cdot \sqrt{4{,}536 \cdot \frac{L_h^2}{L_v^2} + 0{,}45} \leq \sigma_u$$

Si s'agafa $L_v = 120mm$ i $\frac{L_h}{4} = \frac{80}{4} = 20mm$, llavors:

$$\sigma^*_{co} = \frac{5460}{0{,}5 \cdot 12} \cdot \sqrt{4{,}536 \cdot \frac{8^2}{12^2} + 0{,}45} = 1429 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cordons a2:

En el cas de la unió de l'angular a la biga, es consideraran dos cordons laterals i un de frontal. El mètode que es descriu a continuació, només es podrà aplicar si es verifica:

$$0{,}50 \cdot h < L_2 < 2 \cdot h$$

On:

L_2 : Longitud dels cordons laterals. En aquest cas, és igual al costat de l'angular.

h : Longitud vertical de la L. És igual a L_v .

$$0{,}50 \cdot 120 = 60 < L_2 = 80 < 2 \cdot h = 240$$

Llavors, el moment frontal màxim serà el corresponent a un cordó longitudinal sol·licitat a flexió simple.

$$M_{f,\max} = \frac{\sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2}{6 \cdot \sqrt{1,4}} = 0,14 \cdot \sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2$$

El moment torsor es podrà calcular segons:

$$M_{L,\max} = 0,75 \cdot \sigma_u \cdot L_2 \cdot a_2 \cdot (h + a_2)$$

Substituint:

$$M_{f,\max} = 0,14 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0,5cm \cdot 12,5^2 cm^2 = 28437,5Kg \cdot cm$$

$$M_{L,\max} = 0,75 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 7,5cm \cdot 0,5cm \cdot (12 + 0,5)cm = 91406,25Kg \cdot cm$$

Es calcula el moment $P^* \cdot d$, referit al centre de gravetat dels cordons laterals, el qual es descomposa proporcionalment als dos moments descrits anteriorment.

$$P^* = \frac{R^*}{2} = \frac{5460Kg}{2} = 2730Kg$$
$$P^* \cdot d = 2730Kg \cdot 4,5cm = 12285Kg \cdot cm$$

$$M_f = \frac{28437,5}{28437,5 + 91406,25} \cdot 12285 = 2915Kg \cdot cm < M_{f,\max}$$
$$M_L = \frac{91406,25}{28437,5 + 91406,25} \cdot 12285 = 9370Kg \cdot cm$$

El cordó frontal de 125 mm.compleix. Els dos cordons lateral restants han de resistir les càrregues:

- *Força longitudinal actuant sobre un cordó lateral*

$$F_2 = \frac{M_L}{(h + a_2)} = \frac{9370Kg \cdot cm}{12,5cm} = 749,6Kg$$

- Esforç aplicat en la direcció normal als cordons

$$P_{c2} = \frac{R^*}{2} = 2730Kg$$

Llavors:

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0{,}35 \cdot P_{c2}^2 + 1{,}8 \cdot F_2^2}}{a_2 \cdot L_2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0{,}35 \cdot 2730^2 + 1{,}8 \cdot 749{,}6^2}}{0{,}5 \cdot 7{,}5} = 507{,}36 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Per tant, s'accepta l'angular triat, amb els cordons corresponents. Fins i tot, es podria posar algun amb unes dimensions menors, però per raons constructives, s'accepta la present.

11.4.2. Cobrejuntes

Aquests elements han de tenir una secció igual o major que la de l'ala de la biga, per a poder transmitir els esforços de tracció.

$$e_{cobrejuntes} \geq e_{1,IPE180} = 8mm \Rightarrow e_{cobrejuntes} = 10mm$$

Els espessors màxims de soldadura seran: $\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10 = 7mm$. Per altra banda, la força que circulava per les ales de la biga era de 24348 Kg, segons els càlculs anteriors.

Per tant:

$$\frac{F^*}{2 \cdot a \cdot L} \leq 0{,}75 \cdot \sigma_u$$

$$\frac{24348Kg}{2 \cdot 0{,}7cm \cdot L} \leq 0{,}75 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow L \geq 8{,}91cm$$

Afegint una longitud dels cràters de $2 \cdot a = 1{,}4cm$, el cobrejuntes haurà de sobresortir 12 cm. per cada costat, i presentar soldadura contínua.

11.4.3. Rigiditzador

Per tal d'assimilar la jàssera a una biga contínua, fa falta, a més del cobrejuntes, un rigiditzador a l'altura de les ales inferiors de l'IPE 180. En aquestes ales, caldrà fer una correcta preparació de bordes, i soldar-les al pilar mitjançant soldadura a tope.

Es disposen rigiditzadors d'espessor el de les ales de la biga, és a dir, 8 mm. El seu cordó de soldadura es calcularà d'acord amb el procès ja descrit amb anterioritat.

$$A = \frac{F^*}{4 \cdot L_{útil} \cdot 0.75 \cdot \sigma_u}$$

$$L_{útil} = h - e_1 - crater = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 1 = 260mm = 26cm$$

$$A = \frac{24348}{4 \cdot 26 \cdot 0.75 \cdot 2600} = 0.120cm \Rightarrow 0.5cm$$

11.5. Càlcul de les unions en les gelosies transversals de taller

Per al càlcul d'aquest tipus d'unions es seguiran les indicacions de la Norma UNE-ENV 1993-1-1:1992/A1:1994, a través de l'Annex K de l'Eurocodi 3. En ella, es donen regles d'aplicació detallades per a determinar el càlcul de les unions de perfils buits en les bigues de gelosia, vàlides tant per perfils buits acabats en calent com per a elements del mateix tipus, però conformats en fred (cas en qüestió).

Com a requisits generals, per a les gelosies, s'han de complir una sèrie de recomanacions:

- En el cas de perfils conformats en fred, el límit elàstic nominal de l'acer emprat no hauria de ser superior a 460 N/mm^2.
- L'espessor nominal de la paret dels perfils buits hauria de ser superior a 2,5 mm., i inferior a 25 mm., tret que s'hagin disposat les pertinents mesures per tal que les propietats del material a través del seu espessor siguin les adequades.
- El coeficient parcial de seguretat per a la resistència del nus serà $\gamma_{Mj} = 1{,}1$.
- Els angles entre els cordons i les riostres (gelosia de l'ànima), i entre barres tirants adjancents han de complir: $\theta \geq 30^o$.
- Els extrems de les barres que es junten en un nus han d'estar convenientment preparats, de manera que no es modifiqui la forma de la seva secció transversal.

- Els eixos de totes les barres que van a parar a un nus, han de trobar-se en un punt. En les unions soldades, es farà coincidir el centre de gravetat dels cordons de soldadura amb l'eix de la barra.

- En els nusos amb una certa separació entre riostres (els eixos de les riostres i el cordó s'uneixen en un punt interior al cordó, però físicament, en l'exterior d'aquest, queda una petita separació entre les gelosies de l'ànima), la distància entre elles no ha de ser inferior a la suma dels seus espessors. Així, es disposarà d'una separació sufucient per tal de poder realitzar les soldadures satisfactòriament.

- En els nusos amb solapament, aquest ha de ser suficientment llarg com per a garantir que la interconnexió de les riostres transmet adequadament l'esforç tallant d'una barra a l'altra. En el cas de que les riostres tinguin espessors diferents, la barra més prima ha de solapar a la més gruixuda. En el cas de que els nivells de resistència siguin diferents, la que tingui el límit elàstic més baix solaparà a l'altra.

Més concretament per a les soldadures, L'Eurocodi fa les recomanacions [Argüelles, 2001b, p.O.11] :

- *En els nusos soldats, la unió ha d'executar-se, normalment, al voltant de tot el perímetre del perfil buit per mitjà d'una soldadura a topall, d'una soldadura en angle, o d'una combinació d'ambdues soldadures. No obstant, en els nusos amb solapament parcial, la part amagada de la unió no és necessari soldar-la, sempre que els esforços axils en les barres de la gelosia de l'ànima siguin tals que les seves components perpendiculars a l'eix del cordó no difereixin en més del 20%.*

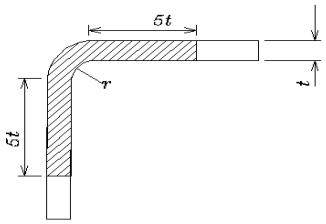
- *La resistència de càlcul de la soldadura per unitat de longitud del perímetre d'una barra d'arriostrament no ha de ser, normalment, menor que la resistència de càlcul de la secció transversal de dita barra, per unitat de perímetre.*

- En perfils rectangulars o quadrats deformats en fred, no s'ha de soldar en les zones deformades en fred, ni dins de l'amplada adjacent de 5 vegades l'espessor, a cada costat, a menys que es compleixi una de les dues condicions següents:

    - Les zones deformades en fred estan normalitzades després de dita deformació,i abans del soldeig.

    - L'espessor no superi el valor corresponent descrit en la Taula 11.6

r/t	Deformació deguda a la conformació en fred	Espessor màxim (mm)		
		Generalment		Acer calmat amb alumini totalment calmat (Al≥0,02%)
		Càrregues predominantment estàtiques	Si predomina la fatiga	
≥25	≥2	Qualsevol	Qualsevol	Qualsevol
≥10	≥5	Qualsevol	16	Qualsevol
≥3	≥14	24	12	24
≥2	≥29	12	10	12
≥1,5	≥25	8	8	10
≥1	≥33	4	4	8



Taula 11.6. Condicions per al soldeig de zones deformades en fred i del material adjacent

Segons l'Eurocodi, es comprovaran les barres dels cordons i de la gelosia de l'ànima (fet en el punt 3), i els nusos propiament dits. En referència a aquesta darrera comprovació, s'estudiaran les diferents tipologies de nusos que es donen en l'estructura.

Mètodes de soldeig de nusos de perfils RHS o CHS

La soldadura de nusos de perfils RHS o CHS pertany, principalment, al grup de soldadura per fussió. Dins d'aquest grup, es distingeixen les soldadures autògenes, per arc metàl·lic, per resistència elèctrica, per feix d'electrons i per plasma. El segon tipus es fa servir, de manera predominant, per a la unió de perfils RHS, en les modalitats següents:

- Soldadura per arc amb electrode revestit (SMAW)
- Soldadura per arc amb nucli fondent (FCAW)
- Soldadura per arc metàl·lic i gas (GMAW).

En el cas de perfils rectangulars buits, s'emprarà soldadura manual o amb màquina semi-automàtica. Quan predominen les posicions de soldeig desfavorables, es recomana la soldadura manual per arc amb electrodes revestits, amb una capa de productes fundents, utilitzada en tallers i a peu d'obra.

El revestiment de l'electrode té la funció de protegir el bany d'acer líquid en la soldadura front els efectes perjudicials de les escòries o del gas.

Per a soldar estructures de perfils RHS o CHS s'apliquen electrodes del tipus estructural rutil, àcid i bàsic. Per a uns espessors de paret en torn els 4 o 5 mm. i soldadura a tope, s'aconsellen del tipus rutil o bàsic,amb baixos continguts en hidrogen.

En general, s'han de seguir les recomanacions sobre protecció i emmagatzematge dels electrodes indicades pels fabricants. S'han de guardar secs i sense cap dany. En el cas dels de tipus bàsic amb baix contingut d'hidrogen, s'han de fer servir forns d'assecat.

Posicions i seqüències de soldadura

Per a espessors petits, s'han d'evitar, en la mesura de lo posssible, les soldadures en vàries passades. Per altra banda, s'han de seguir les seqüències de soldadura adients, ja que afecten en gran mesura a la contracció, a les tensions residuals i a la deformació d'una estructura soldada.

En funció de la posició i de la movilitat dels elements estructurals, es mostren a continuació tres posicions en nusos de perfils tubulars:

- Soldadura vertical ascendent de 180º (Figura 11.4): Les soldadures es fan en la part superior, i posteriorment el plafó gira sobre sí mateix (180º) per a completar l'operació.

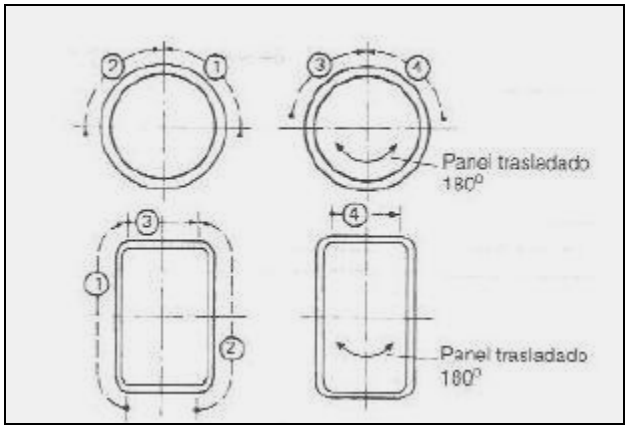


Figura 11.4. Soldadura vertical ascendent a 180º

- Soldadura vertical ascendent (Figura 11.5): Els perfils no es mouen.

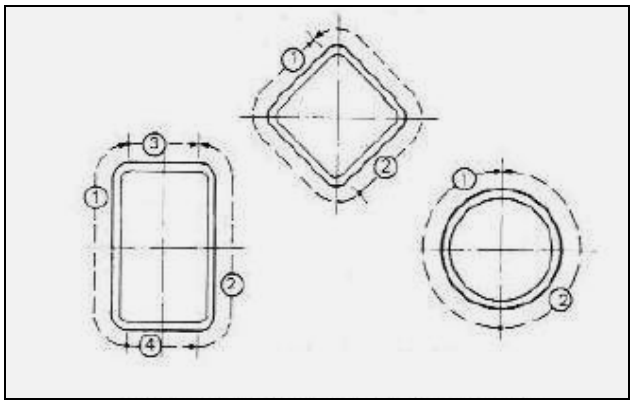


Figura 11.5. Soldadura vertical ascendent

- Soldadura horitzontal (Figura 11.6): Apta quan les barres estan en posició vertical i no es poden moure. Si les barres es troben en posició horitzontal, les soldadures es fan en posició vertical.

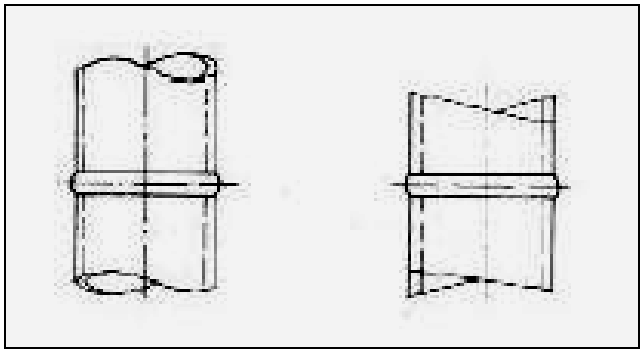


Figura 11.6. Soldadura horitzontal

Puntejat de la soldadura

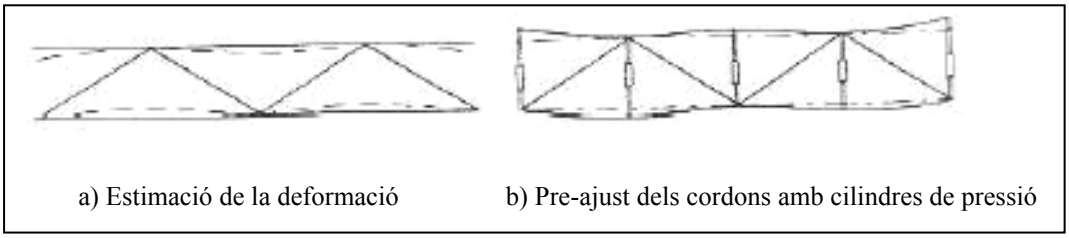
Es tracta d'una soldadura curta feta per a la unió preliminar de les barres de perfil tubular estructural, obtenint una subjecció prèvia a la soladura definitiva de muntatge. L'espessor de garganta del puntejat ha d'estar d'acord amb la posició de l'arrel, en la qual s'ha de garantir una unió neta. Els extrems dels punts de soldadura han d'estar correctament executats per a obtenir una bona fusió en el cordó de l'arrel. Aquesta operació s'ha de fer amb molta cura, ja que els punts en qüestió es converteixen en part de la soldadura definitiva.

Tensions residuals i deformacions produïdes per la soldadura

Es produiran esforços de contracció deguts al refredament de la peça. Les deformacions i les tensions residuals en una estructura soldada de perfils tubulars depenen dels aspectes següents:

- Espessor de la soldadura.
- Número de passades de la soldadura.
- Distància entre la soldadura i l'eix neutre de l'element estructural.
- Coacció de l'element estructural soldat per les barres d'unió.
- Rigidesa de les barres.
- Angle d'inclinació entre els eixos dels tubs a unir.
- Seqüència de soldadura.
- Mètode de soldeig.

En una construcció rígida, les deformacions provocades per les contraccions es poden prevenir durant la soldadura. Amb l'objectiu de reduir els treballs de redreçament i alineació posteriors a la soldadura, les distorsions poden ser compensades per les corresponents pre-deformacions.



a) Estimació de la deformació b) Pre-ajust dels cordons amb cilindres de pressió

Figura 11.7. Pre-deformació d'una biga de gelosia soldada

Un cop determinades les deformacions de la biga de gelosia produides per la soldadura, es pot fer el pre-ajustament dels cordons mitjançant cilindres de pressió. Les tensions residuals i les contraccions es determinen proporcionalment per les disposicions i seqüències de soldadura. El puntejat de les soldadures previ a la soldadura final ha de ser suficientment numerós i fort com per a absorvir els esforços de contracció transversals durant la soldadura. Altres mesures per a reduir dites deformacions i tensions residuals poden ser l'escalfament localitzat o el colpeig de les soldadures (poc recomanat).

Defectes en les soldadures

S'aconsella, en la mesura de lo possible, fer les soldadures a tope amb un lleuger reforç de les cares. Dit reforç tindrà una transició gradual cap al pla de la superfície del metall base, per la qual cosa les soldadures no presentaran discontinuitats, excés de convexitat, garganta insuficient, massa "mordedura" ni recobriment. Els defectes de soldadura es poden reparar eliminant metall d'aportació o trossos de metall base mitjançant mecanitzat, rectificat, etc.

S'han d'eliminar dits defectes, però sense treure gran quantitat de metall base. Abans de soldar és obligatori fer una neteja a fons de la superfície.

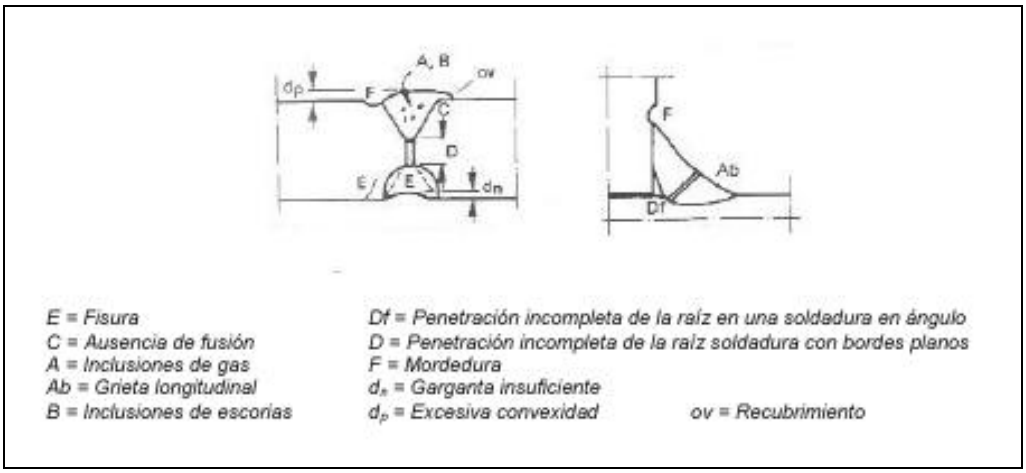


Figura 11.8. Tipus de defectes de soldadura

Qualsevol discordància en el tamany de la soldadura produïda per excés de concavitat, soldadura de tamany insuficient i "mordedura", ha de ser compensada dipositant metall d'aportació. S'han d'eliminar i tornar a soldar les fusions incomplertes, la porositat excessiva de la soldadura o les inclusions d'escòries. Les esquerdes en soldadures o en el metall base s'han de reparar eliminant de dita esquerda metall sa més enllà del seu extrem, i tornant a soldar.

Unions en prolongació (empalmes)

Aquest tipus d'unió, en perfils tubulars, es farà principalment mitjançant soldadura a tope. Es distingeixen tres cassos:

1. Sense preparació de soldadura en els extrems de la barra (perfils tubulars de paret prima).

2. Els extrems de les barres es bisellen per a la soldadura (perfils tubulars de paret gruixuda).

3. Els bisells dels extrems estan recolzats per un anell de recolzament intern que suporta la soldadura líquida i facilita l'alineació de les barres.

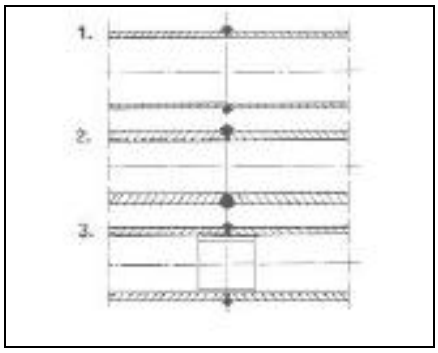


Figura 11.9. Soldadura a tope en prolongacions

Inspecció de les soldadures

En el cas d'estructures d'acer, les soldadures es poden comprovar mitjançant assajos destructius (sols en laboratori) o no destructius. Des del punt de vista econòmic, l'extensió de les inspeccions hauria de ser mínima.

Els assajos destructius (de tracció, de plegat, de resistència a l'impacte, de duresa i de fatiga), es solen fer abans de començar la soldadura final de l'estructura. També tenen com a objectiu comprovar la capacitat professional dels soldadors.

D'entre els assajos no destructius, cal destacar la inspecció visual, l'assaig amb partícules magnètiques, amb líquids penetrants, la inspecció ultrasònica i la radiogràfica mitjançant rajos X o γ.

És molt important fer una exhaustiva inspecció visual de la costura de la soldadura, així com de la zona propera a ella, tant abans com després de soldar. Per tant, es recomana comprovar la separació d'arrel entre les parts a soldar, l'angle d'inclinació entre els elements estructurals, la uniformitat en la preparació de bordes, l'angle de bisell, la distància entre l'alineació de les cares, l'eliminació total d'olis i greixos, etc.

L'assaig amb partícules magnètiques és un mètode ràpid i pràctic per a descobrir els defectes superficials tals com les petites fissures. Consisteix en la pulverització de petites partícules magnètiques en la superfície que s'ha de revisar, i la producció d'un flux del camp magnètic mitjançant una bobina o una forqueta metàl·lica. Quan una fissura distorsiona o produeix una discontinuitat en el camp magnètic, les partícules magnètiques anteriorment pulveritzades s'alineen al llarg de dita fissura, indicant amb claretat tamanys de fins 0,0001 mm. El registre de la medició es fa amb fotografies.

En la pràctica, l'examen de les soldadures es limita, en general, a la inspecció visual, per a la realització de la qual es precissa d'un inspector amb experiència que jutji la qualitat de la soldadura.

11.5.1. Nusos en N (cordó inferior)

Per tal de mantenir angles entre cordons i riostres majors o iguals a 30º, hi haurà solapament entre els muntants verticals i els elements diagonals. Tanmateix, els eixos de riostres i muntants coincidiran en un punt, de manera que s'evitaran les excentricitats.

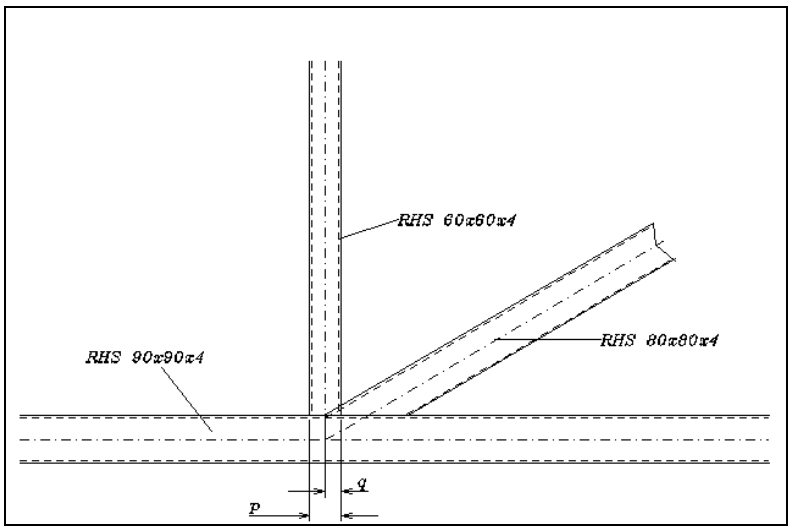


Figura 11.10. Unió en un nus de cordó, muntant i diagonals

El percentatge de solapament del muntant serà:

$$\lambda_{ov} = \left(\frac{q}{p}\right) \cdot 100\%$$

$$\lambda_{ov} = \left(\frac{q}{p}\right) \cdot 100\% \geq 25\% \Rightarrow q \geq p \cdot 0{,}25 = 60 \cdot 0{,}25 = 15mm$$

Per tant, s'adopta un percentatge de solapament del 50% (q = 30 mm.).

Per al càlcul dels espessors màxims de soldadura, es farà servir la taula anterior, i es considerarà que les zones deformades en fred estan normalitzades després de la deformació, però abans del soldeig.

Llavors, per al soldeig de les diagonals als cordons:

$$RHS \quad 80x80x4 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 4mm \\ r = 10mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{10}{4} = 2{,}5 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

Pel que fa al soldeig dels muntants:

$$RHS \quad 60x60x4 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 4mm \\ r = 10mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{10}{4} = 2{,}5 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

En aquest cas, es recorda que com que hi ha solapament, els extrems dels muntants han d'estar convenientment preparats, per tal d'assegurar una correcta transmissió d'esforços. Es disposaran cordons de soldadura de 1,2 cm. d'espessor al voltant del perímetre dels perfils buits. És preferible que la part amagada del solapament quedi també soldada, per seguretat.

Com que es tracta de nusos soldats entre barres d'arriostraments de RHS i cordons de RHS, les resistències axils es determinaran aplicant les expressions corresponents a la Taula K.14, quan la geometria dels nusos estigui dins de l'interval de validesa donat en la Taula K.12, i es compleixin les condicions adicionals de la Taula K.13 [AENOR, 1996, p.51-53].

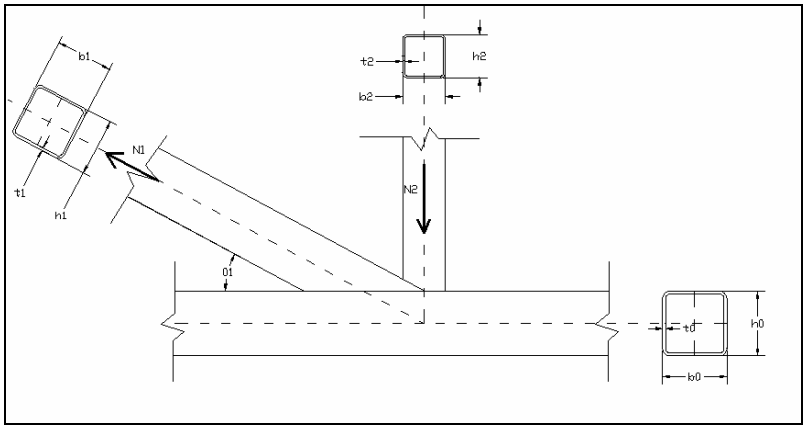


Figura 11.11. Nus en N

Tot seguit s'aplicaran les condicions esmentades en les Taules K.12 i K.13 de l'Annex K de L'Eurocodi 3, segons procedeixi, per al tipus de nus especificat.

$$\frac{b_i}{b_0} \geq 0{,}25 \qquad \text{(Eq. 11.23)}$$

$$\frac{b_i}{b_0} \geq 0{,}25 \Rightarrow \begin{cases} \frac{80}{90} = 0{,}88 \\ \frac{60}{90} = 0{,}67 \end{cases}$$

$$\textit{Compressió} \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \leq 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \\ \frac{h_i}{t_i} \leq 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.24)}$$

$$\frac{b_2}{t_2} = \frac{60}{4} = 15 \leq 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 31{,}26$$

$$\frac{h_2}{t_2} = \frac{60}{4} = 15 \leq 31{,}26$$

$$\textit{Tracció} \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \leq 35 \\ \frac{h_i}{t_i} \leq 35 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.25)}$$

$$\frac{b_1}{t_1} = \frac{80}{4} = 20 \leq 35$$

$$\frac{h_1}{t_1} = \frac{80}{4} = 20 \leq 35$$

$$0{,}5 \leq \frac{h_j}{b_j} \leq 2{,}0 \qquad \text{(Eq. 11.26)}$$

$$j = 0{,}1{,}2$$

$$0{,}5 \leq \frac{h_0}{b_0} = \frac{90}{90} = 1 \leq 2{,}0$$

$$0{,}5 \leq \frac{h_1}{b_1} = \frac{80}{80} = 1 \leq 2{,}0$$

$$0{,}5 \leq \frac{h_2}{b_2} = \frac{60}{60} = 1 \leq 2{,}0$$

$$\begin{cases} \dfrac{b_0}{t_0} \le 40 \Rightarrow \dfrac{90}{4} = 22{,}5 \le 40 \\ \dfrac{h_0}{t_0} \le 40 \Rightarrow \dfrac{90}{4} = 22{,}5 \le 40 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.27)}$$

Pel fet d'haver-hi solapament:

$$\begin{cases} 25\% \le \lambda_{ov} \le 100\% \\ \dfrac{b_i}{b_j} \ge 0{,}75 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25\% \le \dfrac{30}{60} \times 100 = 50\% \le 100\% \\ \dfrac{b_2}{b_1} = \dfrac{60}{80} = 0{,}75 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.28)}$$

Per tant, es compleixen les condicions de la Taula K.12 de l'EC-3, mentre que al tractar-se d'una unió amb solapament, no cal fer les comprovacions adicionals de la Taula K.13.

Llavors, la resistència de càlcul de l'axil dels nusos entre riostres de perfil buit quadrat i cordons de les mateixes característiques es pot calcular segons (Eq. 11.29):

Ruptura de riostra:

$$\lambda_{ov} = 50\% \Rightarrow N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot \left[b_{eff} + b_{e,ov} + 2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i \right] \cdot \left[\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right] \qquad \text{(Eq. 11.29)}$$

On:

f_{yi} : valor de càlcul del límit elàstic de la riostra *i*.

b_{eff} : amplada eficaç per a una unió d'una peça tirant al cordó.

$b_{e,ov}$: amplada eficaç per a una unió de riostra solapant a riostra solapada.

$$b_{eff} = \frac{10}{\dfrac{b_0}{t_0}} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \text{ , però } b_{eff} \le b_i \qquad \text{(Eq. 11.30)}$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{\dfrac{b_j}{t_j}} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \text{ , però } b_{e,ov} \le b_i \qquad \text{(Eq. 11.31)}$$

Sols es necessita comprovar les riostres solapants. Per tant:

$$b_{eff} = \frac{10}{\frac{90}{4}} \cdot \frac{2600 \cdot 4}{2600 \cdot 4} \cdot 60 = 26{,}67mm \leq b_2 = 60mm$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{\frac{60}{4}} \cdot \frac{2600 \cdot 4}{2600 \cdot 4} \cdot 80 = 53{,}3mm \leq b_1 = 80mm$$

$$N_{1,Rd} = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0{,}4cm \cdot [2{,}67cm + 5{,}33cm + 2 \cdot 8cm - 4 \cdot 0{,}4cm] \cdot \left[\frac{1{,}1}{1{,}1}\right] = 23296Kg$$

S'ha de verificar que en les barres d'arriostrament sotmeses a esforços axils, l'esforç axil de càlcul no ha de ser major que la resistència axil de càlcul del nus soldat, $N_{1,Rd}$. En aquest cas, el valor major és de 17434 Kg, menor als 23269 Kg. Per tant, és correcte.

11.5.2. Nusos en N (cordó superior)

En el cas de la unió de la gelosia de l'ànima amb el cordó superior, si es manté el criteri de que l'angle entre aquests elements sigui major o igual a 30º, justament per a aquest valor (entre diagonal i cordó superior), es donaran nusos amb separació, i no amb solapament. No obstant, els eixos dels tres elements que intervenen en el nus es tallen en el mateix punt.

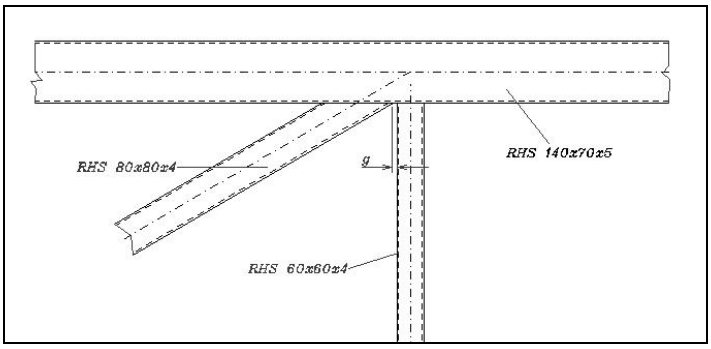


Figura 11.12.Unió en un nus, en cordó superior

La separació *g* no serà inferior a la suma dels espessors del muntant i la diagonal, per tal d'assegurar una folgança suficient per a realitzar soldadures correctes. En aquest cas,

g =14 mm > 4+4 = 8 mm.

Les longituds de soldadura efectives, per a aquest tipus de barres, unides amb separació, seran:

$$\theta_{RHS80x80x4} = 30º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot h}{sen\,\theta} + 2 \cdot b \qquad \text{(Eq. 11.32)}$$

On *h* i *b* són els costats del perfil (com que és quadrat, són iguals).

$$\theta_{RHS80x80x4} = 30º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot 80}{sen(30)} + 2 \cdot 80 = 480mm$$

En el cas del muntant vertical:

$$\theta_{RHS80x80x4} = 90º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot h}{sen\,\theta} + b$$

$$\theta_{RHS60x60x4} = 90º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot 60}{sen(90)} + 60 = 180mm$$

Com que la Norma NBE EA-95 tan sols autoritza les soldadures en angle per a unir elements les cares dels quals formin angles compresos entre 60º i 120º, les unions de les diagonals amb els cordons es faran “a tope”, segons les recomanacions descrites. S’aconsella fer la soldadura en vàries passades. El primer cordó s’haurà de realitzar fent servir electrodes més fins, tenint la precaució de recollir-lo pel revés mitjançant un cordó de tancament o una petita xapa de coure. En les passades següents, es poden fer servir electrodes més gruixuts. Les ones s’han de fer sempre des de les bandes cap al centre, netejant l’escòria de la superfície d’una capa, abans de vessar la següent. El darrer cordó ha de ser suficientment ample com per què la superfície de la soldadura sigui llisa.

Així, per a les diagonals, es considerarà una soldadura a tope en angle, mentre que per als muntants, seran soldadures a tope en T.

Les soldadures a tope seran sempre contínues i de penetració complerta. S’executaran d’acord amb les normes de la bona pràctica, i s’adoptaran les mesures necessàries per a evitar els cràters finals. Llavors, aquest tipus de soldadures no necessiten calcular-se (indicacions de la NBE EA-95).

Per a calcular les resistències de càlcul dels axils de nusos entre riostres i cordons RHS es seguirà el mateix procediment que en el cas del cordó inferior, però en aquest cas, d’acord amb les indicacions per a nusos amb separació.

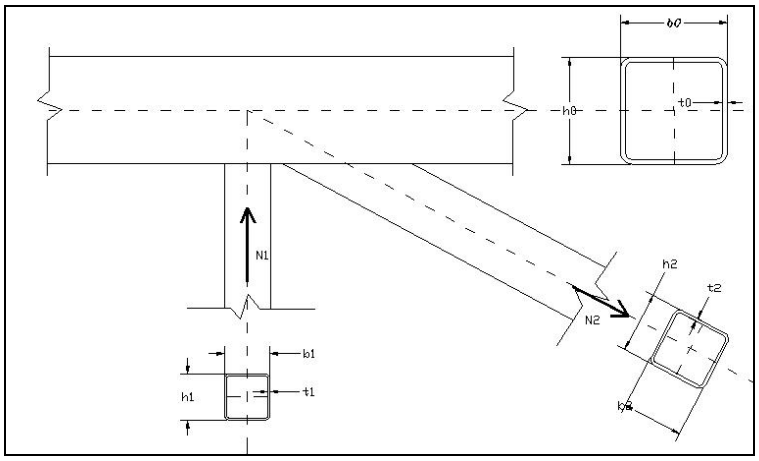


Figura 11.13.Nus en N (cordó superior)

Es comprovarà que la geometria dels nusos estigui dins l'interval de validesa donat en les Taules K.12 i K.13 esmentades amb anterioritat.

$$\begin{cases} \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}35 \\ \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}1 + 0{,}01 \cdot \dfrac{b_0}{t_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{60}{80} = 0{,}75 \geq 0{,}35 \\ \dfrac{80}{80} = 1{,}0 \geq 0{,}35 \\ \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}1 + 0{,}01 \cdot \dfrac{80}{5} = 0{,}26 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.33)}$$

$$\textit{Compressió} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{b_i}{t_i} \leq 1{,}25 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_{yi}}} \\ \dfrac{h_i}{t_i} \leq 1{,}25 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_{yi}}} \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.34)}$$

$$\frac{b_1}{t_1} = \frac{60}{4} = 15 \leq 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 35{,}52$$

$$\frac{h_1}{t_1} = \frac{60}{4} = 15 \leq 35{,}52$$

$$Tracció \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{b_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \dfrac{b_2}{t_2} = \dfrac{80}{4} = 20 \le 35 \\ \dfrac{h_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \dfrac{h_2}{t_2} = \dfrac{80}{4} = 20 \le 35 \end{cases}$$

$$0{,}5 \le \frac{h_j}{b_j} \le 2{,}0 \Rightarrow \begin{cases} 0{,}5 \le \dfrac{h_0}{b_0} = \dfrac{140}{80} = 1{,}75 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \dfrac{h_1}{b_1} = \dfrac{60}{60} = 1{,}0 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \dfrac{h_2}{b_2} = \dfrac{80}{80} = 1{,}0 \le 2{,}0 \end{cases}$$

$$j = 0{,}1{,}2$$

$$\begin{cases} \dfrac{b_0}{t_0} \le 35 \Rightarrow \dfrac{80}{5} = 16 \le 35 \\ \dfrac{h_0}{t_0} \le 35 \Rightarrow \dfrac{140}{5} = 28 \le 35 \end{cases} \qquad \text{(Eq. 11.35)}$$

Per últim, les condicions finals que dona la Taula K.12 de l'Eurocodi 3 referents als nusos amb separació són:

$$0{,}5 \cdot (1-\beta) \le \frac{g}{b_0} \le 1{,}5 \cdot (1-\beta) \qquad \text{(Eq. 11.36)}$$

$$g \ge t_1 + t_2$$

On β és la relació entre el diàmetre mig o l'amplada mitjana de les riostres i l'amplada del cordó: $\beta = \dfrac{b_1}{b_0}$, o $\beta = \dfrac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_0}$

$$\beta = \frac{60+80}{2 \cdot 80} = \frac{140}{160} = 0{,}875$$

$$0{,}5 \cdot (1-0{,}875) = 0{,}0625 \le \frac{14}{80} = 0{,}1875 \le 1{,}5 \cdot (1-0{,}875) = 0{,}1875$$

Per tant, de nou es tornen a complir les condicions de la Taula K.12. Ara, però, sí que s'han de fer les comprovacions adicionals indicades en la Taula K.13. Com que es tracta de nusos en N amb separació, s'hauran de verificar les expressions següents (Eq. 11.37):

$$0{,}6 \le \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_1} \le 1{,}3 \Rightarrow 0{,}6 \le \frac{60+80}{2 \cdot 60} = 1{,}167 \le 1{,}3$$
$$\frac{b_0}{t_0} \ge 15 \Rightarrow \frac{80}{5} = 16 \ge 15 \qquad \text{(Eq. 11.37)}$$

Llavors, un cop fetes les comprovacions pertinents, es pot entrar a la Taula K.14 per a trobar l'expressió de la resistència de càlcul d'axils de nusos soldats entre les riostres i els cordons de perfil RHS.

$$N_{i,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot \gamma^{0{,}5} \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{sen(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.38)}$$

On:

k_n : paràmetre de valor $k_n = 1{,}3 - \frac{0{,}4 \cdot n}{\beta} \le 1{,}0$, en el cas de compressió, o $k_n = 1{,}0$ en el cas de tracció.

n : relació $\left(\frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{y0}} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_{Mj}}{1{,}1} \right)$

$\sigma_{0,Ed}$: tensió màxima a compressió en el cordó en un nus. S'obté segons:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Sd}}{A_0} + \frac{M_{0,Sd}}{W_{el,0}} \qquad \text{(Eq. 11.39)}$$

On:

A_0 : àrea transversal del cordó

$W_{el,0}$: mòdul resistent elàstic del cordó

$N_{0,Sd}$: esforç axil de càlcul del cordó

$M_{0,Sd}$: moment transversal del cordó

Llavors, substituint totes les expressions anteriors:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{19027}{19,356} + \frac{12600}{45,158} = 1262 \frac{Kg}{cm^2} < 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{1262}{2600} = 0,485 \Rightarrow k_n = 1,3 - 0,4 \cdot \frac{0,485}{0,875} = 1,0$$

$$N_{1,Rd} = \frac{8,9 \cdot 8^{0,5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot 0,5^2}{sen(90)} \cdot \left(\frac{60+80}{2 \cdot 80} \right) \cdot \left(\frac{1,1}{1,1} \right) = 14317,14 Kg$$

$$N_{2,Rd} = \frac{8,9 \cdot 8^{0,5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot 0,5^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{60+80}{2 \cdot 80} \right) \cdot \left(\frac{1,1}{1,1} \right) = 28634,29 Kg$$

$$N_{1,Sd,màx.} = 12188 Kg < 14317,14 Kg$$

$$N_{2,Sd,màx.} = 17434 Kg < 28634,29 Kg$$

11.5.3. Nusos en KT

Per a aquest tipus de nusos, es seguiran les indicacions que l'Eurocodi 3 fa al seu Annex K, a la Taula K.19 [AENOR, 1996, p.59].

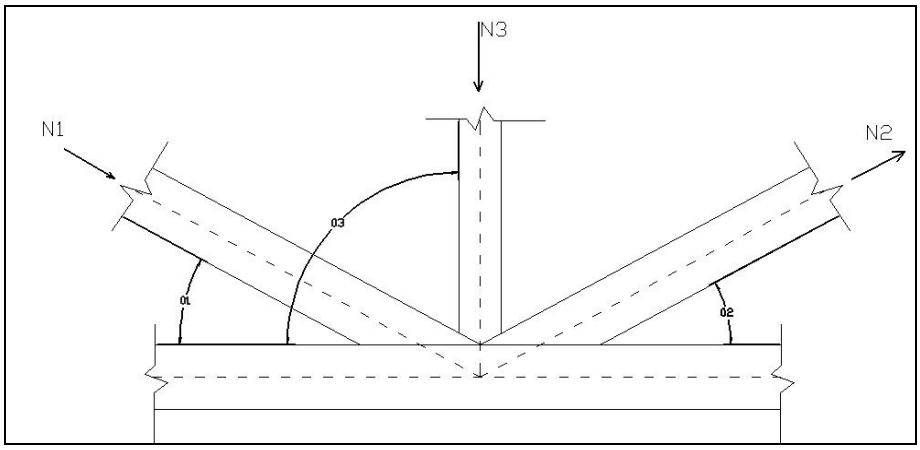


Figura 11.14.Nus en KT (cordó inferior)

Les expressions que l'Eurocodi dona, en aquest cas, són les següents:

$$N_{1,Sd} \cdot sen(\theta_1) + N_{3,Sd} \cdot sen(\theta_3) \leq N_{1,Rd} \cdot sen(\theta_1) \qquad \text{(Eq. 11.40)}$$

$$N_{2,Sd} \cdot sen(\theta_2) \leq N_{1,Rd} \cdot sen(\theta_1) \qquad \text{(Eq. 11.41)}$$

On $N_{i,Sd}$ és l'esforç axil calculat per a la barra *i*, mentre que $N_{1,Rd}$ té l'expressió descrita a continuació (Eq. 11.42):

$$N_{i,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot \gamma^{0{,}5} \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{sen(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 \cdot b_0} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.42)}$$

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{15130}{13{,}348} + \frac{4700}{35{,}911} = 1264{,}38 \frac{Kg}{cm^2} < 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{1264{,}38}{2600} = 0{,}486 \Rightarrow k_n = 1{,}3 - 0{,}4 \cdot \frac{0{,}486}{0{,}888} = 1{,}0$$

$$N_{1,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 11{,}25^{0{,}5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot 0{,}4^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{8+6+8+8+6+8}{6 \cdot 9} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1} \right) = 20237 Kg$$

Llavors, prenent els valors en el nus més "crític", i subtintuint en les Equacions 11.40 i 11.41:

$$674 \cdot sen(30) + 2113 \cdot sen(90) = 2450 Kg \leq 20237 \cdot sen(30) = 10118{,}5 Kg$$

$$5138 \cdot sen(30) = 2569 Kg \leq 10118{,}5 Kg$$

11.5.4. Unions amb els pilars

Es seguiran les indicacions de l'apartat K.8 de l'Annex K de l'Eurocodi 3 [AENOR, 1996, p.64]. Primerament es comprovarà que la geometria dels nusos estigui dins l'interval de validesa que dona la Taula K.24. En cas afirmatiu, es determinaran les resistències de càlcul dels nusos segons les expressions corresponents, situades a les Taules K.25 i K.26.

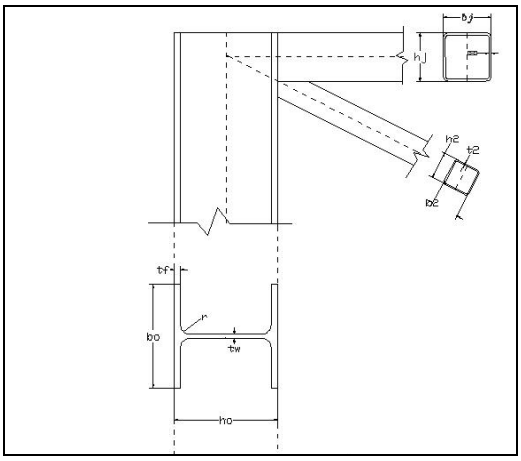


Figura 11.15.Nus en N entre riostres RHS i perfil HEB (cordó superior)

Condicions geomètriques (nusos en N amb solapament)

$$\frac{d_w}{t_w} \le 1{,}5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}} \Rightarrow \frac{d_w}{t_w} = \frac{300}{11} = 27{,}27 \le 1{,}5 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 42{,}63$$

$$d_w \le 400mm \Rightarrow 300mm < 400mm$$

$$Compressió \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \le 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \Rightarrow \frac{80}{5} = 16 \le 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 31{,}26 \\ \frac{h_i}{t_i} \le{,}1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \Rightarrow \frac{140}{5} = 28 \le 31{,}26 \end{cases}$$

$$Tracció \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \frac{80}{4} = 20 \le 35 \end{cases}$$

$$0{,}5 \le \frac{h_i}{b_i} \le 2{,}0 \Rightarrow \begin{cases} 0{,}5 \le \frac{140}{80} = 1{,}75 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \frac{80}{80} = 1{,}0 \le 2{,}0 \end{cases}$$

$$\frac{b_o}{t_o} \le 0{,}75 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}} \Rightarrow \frac{80}{5} = 16 \le 0{,}75 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 21{,}31$$

$$\frac{b_i}{b_j} \ge 0{,}75 \Rightarrow \frac{80}{80} = 1{,}0 > 0{,}75$$

Llavors, un cop verificades les condicions geomètriques imposades per la Taula K.24, es procedirà a trobar la resistència de càlcul, l'expressió de la qual vindrà donada en l'Equació 11.43:

$$\lambda_{ov} = \left(\frac{q}{p}\right) \cdot 100\% \Rightarrow \lambda_{ov} = \left(\frac{49{,}88}{92{,}77}\right) \cdot 100 = 53{,}76\%$$

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot \left(b_{eff} + b_{e.ov} + 2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}}\right) \qquad \text{(Eq. 11.43)}$$

On:

$$b_{eff} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot \frac{f_{yo}}{f_{yi}} \cdot t_f \Rightarrow b_{eff} = 1{,}1cm + 2 \cdot 2{,}7cm + 7 \cdot \frac{2600 \frac{Kg}{cm^2}}{2600 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot 1{,}9cm = 19{,}8cm$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 8cm$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{\frac{b_j}{t_j}} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \Rightarrow b_{e,ov} = \frac{10}{\frac{8}{0{,}5}} \cdot \frac{2600 \cdot 0{,}5}{2600 \cdot 0{,}4} \cdot 8 = 6{,}25cm$$

$$N_{2,Rd} = 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0{,}4cm \cdot \left(8cm + 6{,}25cm + 2 \cdot 8cm - 4 \cdot 0{,}4cm\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 29796Kg$$

Només és necessari comprovar la riostra solapant. L'eficiència de la riostra solapada serà igual a la de la riostra solapant.

L'esforç axil de càlcul major correspon a la barra 75, i té un valor de 17434 Kg, inferior als 29796 Kg.

Es pot considerar la unió entre els pilars HEB 300 i els cordons inferiors RHS 90x90x4 com a una unió en T.

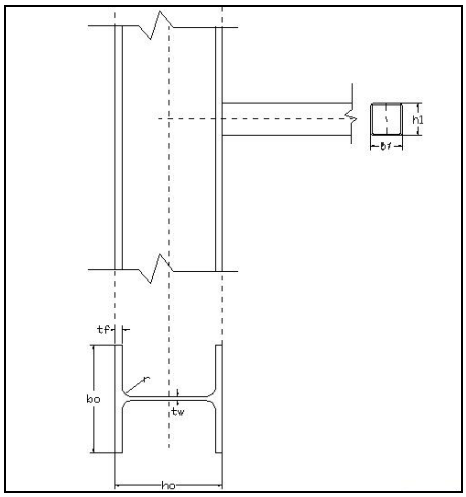


Figura 11.16. Nus en T entre riostres RHS i perfil HEB (cordó inferior)

Un cop comprovades de nou les condicions geomètriques de la Taula K.24 de l'EC-3, es calcularà la resistència de càlcul segons les expressions de la Taula K.25 per a aquest tipus de nus:

Fluència de l'ala del cordó

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot t_w \cdot b_w}{sen(\theta)} \cdot \left(\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.44)}$$

$$b_w = \frac{h_i}{sen(\theta_i)} + 5 \cdot (t_f + r) = \frac{9}{sen(90)} + 5 \cdot (1,9 + 2,7) = 32cm$$
$$b_w \leq 2 \cdot t_i + 10 \cdot (t_f + r) = 2 \cdot 0,4 + 10 \cdot (1,9 + 2,7) = 46,8cm$$

$$N_{1,Rd} = \frac{2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 1,1cm \cdot 32}{sen(90)} \cdot \left(\frac{1,1}{1,5} \right) = 67115Kg > 25940 \text{ Kg (element 32)}$$

Ruptura de riostra

$$N_{i,Rd} = 2 \cdot f_{yi} \cdot t_i \cdot b_{eff} \cdot \left(\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.45)}$$

$$N_{i,Rd} = 2 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0,4cm \cdot 19,8cm \cdot \left(\frac{1,1}{1,1} \right) = 41184Kg > 25940Kg$$

Per a unir la gelosia al pilar HEB 300, es disposaran soldadures a tope per al cas dels perfils RHS.

En el cas de la soldadura a tope, es realitzarà amb els mateixos criteris que les unions entre els cordons, diagonals i muntants.

- *Unió RHS 140x80x5 amb HEB 300*

Es determinarà el màxim espessor de la soldadura, fent ús de la Taula 11.6.

$$RHS140x70x5 \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} t = 5mm \\ r = 13mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{13}{5} = 2,6 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

- *Unió RHS 90x90x4 amb HEB 300*

$$RHS90x90x4 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 4mm \\ r = 10mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{10}{4} = 2{,}5 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

- *Rigiditzadors*

Es col·locaran dos rigiditzadors en els pilars, alineats amb els cordons de les gelosies.

Els esforços axils que circulaven pels cordons superior e inferior, en la unió amb el pilar, eren de 7173 Kg i 25940 Kg, respectivament, per al cas més desfavorable. Si les bigues de gelosia es poden assimilar en una primera aproximació a bigues d'ànima plena amb un moment d'inèrcia igual al 75% del corresponent als cordons, per al cas més crític (RHS 140x80x5), es pot assimilar una equivalència amb el perfil IPE 120, Per tant, l'espessor dels rigiditzadors serà de 6,3 mm ≈ 7 mm.

Llavors, es disposaran dos rigiditzadors de 7 mm. d'espessor, amb cordons de soldadura de 5 mm., els quals es consideren suficients, atès el valor dels esforços.

11.6. Càlcul de les unions en les gelosies longitudinals de taller

En aquest cas, es mantenen les mateixes recomanacions que per a les gelosies transversals. L'única diferència respecte el punt anterior és que ara les bigues Pratt són lleugerament diferents, ja que en aquest cas, la distància entre els muntants verticals de les gelosies és d'uns 2,8 metres, i el cantell de les bigues és lleugerament superior.

11.6.1. Nusos en N (cordó superior)

Per tal de mantenir angles entre cordons i riostres majors o iguals a 30º, no hi haurà solapament entre els muntants verticals i els elements diagonals. Tanmateix, els eixos de riostres i muntants no coincidiran en un punt, sinó que hi haurà una petita excentricitat, per tal que l'angle format entre les diagonals i els cordons horitzontals pugui situar-se en torn els 30º.

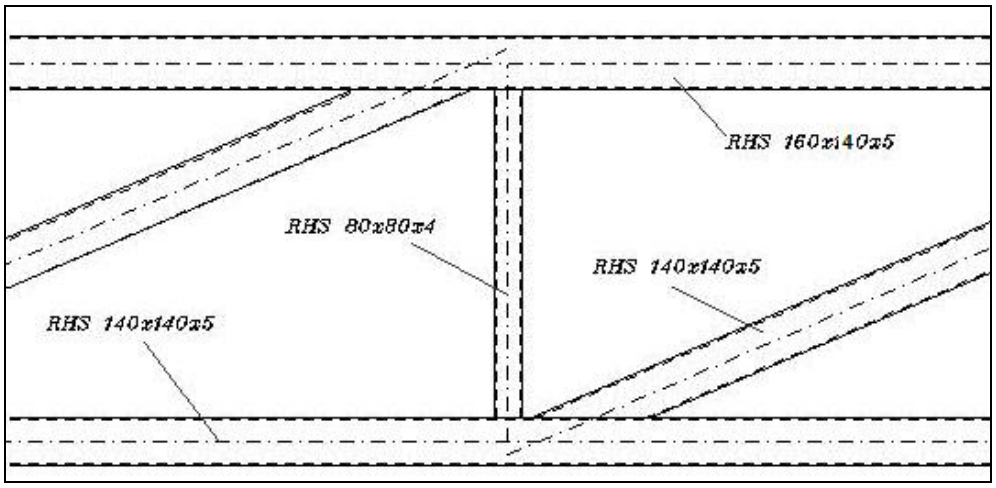


Figura 11.17. Secció de la gelosia longitudinal de taller

Aquesta petita excentricitat estarà dins els límits aconsellats per la Norma per tal de poder menyprear-la:

$$-0{,}55 \cdot h_{cordó} \leq e \leq 0{,}25 \cdot h_{cordó}$$

$$-0{,}55 \cdot 16 = -8.8cm \leq e \leq 0{,}25 \cdot 16 = 4cm$$
$$-0{,}55 \cdot 14 = -7{,}7cm \leq e \leq 0{,}25 \cdot 14 = 3{,}5cm$$

Per tant, s'agafa una excentricitat de 3,5 cm.

En el cas de la unió de la gelosia de l'ànima amb el cordó superior, si es manté el criteri de que l'angle entre aquests elements sigui major o igual a 30º, justament per a aquest valor (entre diagonal i cordó superior), es donaran nusos amb separació, i no amb solapament. No obstant, els eixos dels tres elements que intervenen en el nus es tallen en el mateix punt.

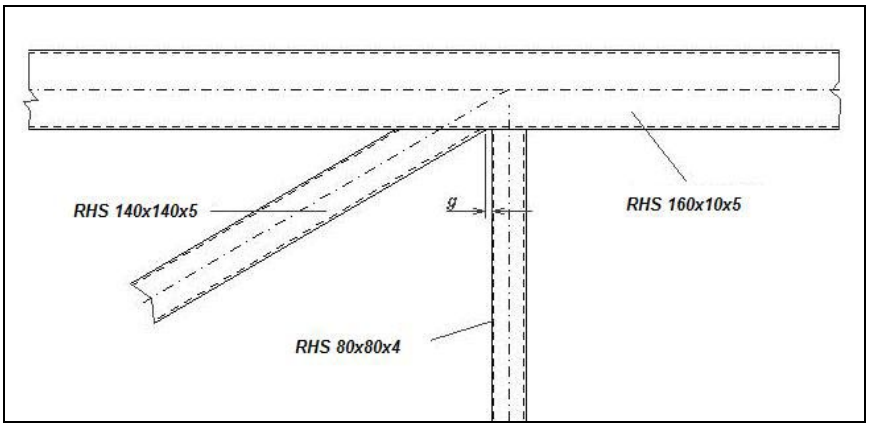


Figura 11.18.Unió en un nus, en cordó superior

La separació *g* no serà inferior a la suma dels espessors del muntant i la diagonal, per tal d'assegurar una holgura suficient per a realitzar soldadures correctes. En aquest cas, *g =35 mm > 5+4 =9 mm.*

Les longituds de soldadura efectives, per a aquest tipus de barres, unides amb separació, seran:

$$\theta_{RHS140x140x5} = 30º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot h}{sen\,\theta} + 2 \cdot b$$

On *h* i *b* són els costats del perfil (com que és quadrat, són iguals).

$$\theta_{RHS140x140x5} = 30º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot 140}{sen(30)} + 2 \cdot 140 = 840mm$$

En el cas del muntant vertical:

$$\theta_{RHS80x80x4} = 90º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot h}{sen\,\theta} + b$$

$$\theta_{RHS80x80x4} = 90º \Rightarrow l_{eff} = \frac{2 \cdot 80}{sen(90)} + 80 = 240mm$$

Per al càlcul dels espessors màxims de soldadura, es farà servir de nou la Taula 11.6, i es considerarà que les zones deformades en fred estan normalitzades després de la deformació, però abans del soldeig.

Llavors, per al soldeig de les diagonals als cordons:

$$RHS \;\; 140x140x5 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 5mm \\ r = 13mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{13}{5} = 2{,}6 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

Pel que fa al soldeig dels muntants:

$$RHS \;\; 80x80x4 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 4mm \\ r = 10mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{10}{4} = 2{,}5 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

Com que la Norma NBE EA-95 tan sols autoritza les soldadures en angle per a unir elements les cares dels quals formin angles compresos entre 60º i 120º, les unions de les diagonals amb els cordons es faran "a tope", segons les recomanacions descrites.

S'aconsella fer la soldadura en vàries passades. El primer cordó s'haurà de realitzar fent servir electrodes més fins, tenint la precaució de recollir-lo pel revés mitjançant un cordó de tancament o una petita xapa de coure. En les passades següents, es poden fer servir electrodes més gruixuts. Les ones s'han de fer sempre des de les bandes cap al centre, netejant l'escòria de la superfície d'una capa, abans de vessar la següent. El darrer cordó ha de ser suficientment ample com per què la superfície de la soldadura sigui llisa.

Així, per a les diagonals, es considerarà una soldadura a tope en angle, mentre que per als muntants, seran soldaures a tope en T.

Les soldadures a tope seran sempre contínues i de penetració complerta. S'executaran d'acord amb les normes de la bona pràctica, i s'adoptaran les mesures necessàries per a evitar els cràters finals. Llavors, aquest tipus de soldadures no necessiten calcular-se (indicacions de la NBE EA-95).

Per a calcular les resistències de càlcul dels axils de nusos entre riostres i cordons RHS es seguirà el mateix procediment que en el cas de les gelosies transversals, d'acord amb les indicacions per a nusos amb separació.

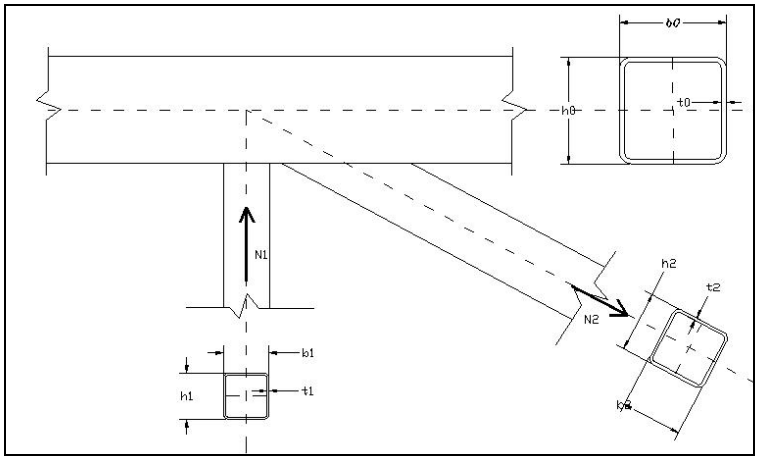


Figura 11.19.Nus en N (cordó superior)

Es comprovarà que la geometria dels nusos estigui dins l'interval de validesa donat en les Taules K.12 i K.13 esmentades amb anterioritat.

$$\begin{cases} \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}35 \\ \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}1 + 0{,}01 \cdot \dfrac{b_0}{t_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{140}{140} = 1{,}0 \geq 0{,}35 \\ \dfrac{80}{140} = 0{,}57 \geq 0{,}35 \\ \dfrac{h_i}{b_0} \geq 0{,}1 + 0{,}01 \cdot \dfrac{140}{5} = 0{,}38 \end{cases}$$

$$Compressió \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \le 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \\ \frac{h_i}{t_i} \le 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \end{cases}$$

$$\frac{b_1}{t_1} = \frac{80}{4} = 20 \le 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 35{,}52$$

$$\frac{h_1}{t_1} = \frac{80}{4} = 20 \le 35{,}52$$

$$Tracció \Rightarrow \begin{cases} \frac{b_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \frac{b_2}{t_2} = \frac{140}{5} = 28 \le 35 \\ \frac{h_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \frac{h_2}{t_2} = \frac{140}{5} = 28 \le 35 \end{cases}$$

$$0{,}5 \le \frac{h_j}{b_j} \le 2{,}0 \Rightarrow \begin{cases} 0{,}5 \le \frac{h_0}{b_0} = \frac{160}{140} = 1{,}14 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \frac{h_1}{b_1} = \frac{80}{80} = 1{,}0 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \frac{h_2}{b_2} = \frac{140}{140} = 1{,}0 \le 2{,}0 \end{cases}$$

$$j = 0{,}1{,}2$$

$$\begin{cases} \frac{b_0}{t_0} \le 35 \Rightarrow \frac{140}{5} = 28 \le 35 \\ \frac{h_0}{t_0} \le 35 \Rightarrow \frac{160}{5} = 32 \le 35 \end{cases}$$

Per últim, les condicions finals que dona la Taula K.12 de l'Eurocodi 3 referents als nusos amb separació són:

$$0{,}5 \cdot (1 - \beta) \le \frac{g}{b_0} \le 1{,}5 \cdot (1 - \beta)$$

$$g \ge t_1 + t_2$$

On β és la relació entre el diàmetre mig o l'amplada mitjana de les riostres i l'amplada del cordó: $\beta = \frac{b_1}{b_0}$, o $\beta = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_0}$

$$\beta = \frac{140 + 80}{2 \cdot 140} = \frac{220}{280} = 0{,}786$$

$$0{,}5 \cdot (1 - 0{,}786) = 0{,}107 \leq \frac{34}{140} = 0{,}243 \leq 1{,}5 \cdot (1 - 0{,}786) = 0{,}321$$

Per tant, de nou es tornen a complir les condicions de la Taula K.12. Ara, però, sí que s'han de fer les comprovacions adicionals indicades en la Taula K.13. Com que es tracta de nusos en N amb separació, s'hauran de verificar les expressions següents (Eq. 11.37):

$$0{,}6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_1} \leq 1{,}3 \Rightarrow 0{,}6 \leq \frac{140 + 80}{2 \cdot 80} = 1{,}3 \leq 1{,}3$$

$$\frac{b_0}{t_0} \geq 15 \Rightarrow \frac{140}{5} = 28 \geq 15$$

Llavors, un cop fetes les comprovacions pertinents, es pot entrar a la Taula K.14 per a trobar l'expressió de la resistència de càlcul d'axils de nusos soldats entre les riostres i els cordons de perfil RHS.

$$N_{i,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot \gamma^{0{,}5} \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{sen(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right)$$

On:

k_n : paràmetre de valor $k_n = 1{,}3 - \frac{0{,}4 \cdot n}{\beta} \leq 1{,}0$, en el cas de compressió, o $k_n = 1{,}0$ en el cas de tracció.

n : relació $\left(\frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{y0}} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_{Mj}}{1{,}1} \right)$

$\sigma_{0,Ed}$: tensió màxima a compressió en el cordó en un nus. S'obté segons:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Sd}}{A_0} + \frac{M_{0,Sd}}{W_{el,0}}$$

A_0 : àrea transversal del cordó

$W_{el,0}$: mòdul resistent elàstic del cordó

$N_{0,Sd}$: esforç axil de càlcul del cordó

$M_{0,Sd}$: moment transversal del cordó

Llavors, substituint totes les expressions anteriors:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{54476}{28{,}356} + \frac{111400}{135{,}142} \approx 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$n = 1 \Rightarrow k_n = 1{,}3 - 0{,}4 \cdot \frac{1}{0{,}875} = 0{,}843$$

$$N_{1,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0{,}5} \cdot 0{,}843 \cdot 2600 \cdot 0{,}5^2}{sen(90)} \cdot \left(\frac{140+80}{2 \cdot 140}\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 14337{,}04 Kg$$

$$N_{2,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0{,}5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot 0{,}5^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{140+80}{2 \cdot 140}\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 34014{,}34 Kg$$

$$N_{1,Sd,màx.} = 20606 Kg > 14337 Kg$$
$$N_{2,Sd,màx.} = 54375 Kg > 34014{,}34 Kg$$

En aquest cas, s'hauran de seguir les recomanacions fetes per l'Eurocodi en la Taula K.22 [AENOR, 1996, p.62], en la qual es reforcen els nusos amb xapes d'ala per a evitar la ruptura de cara del cordó, la ruptura de riostra o el tallant punxant.

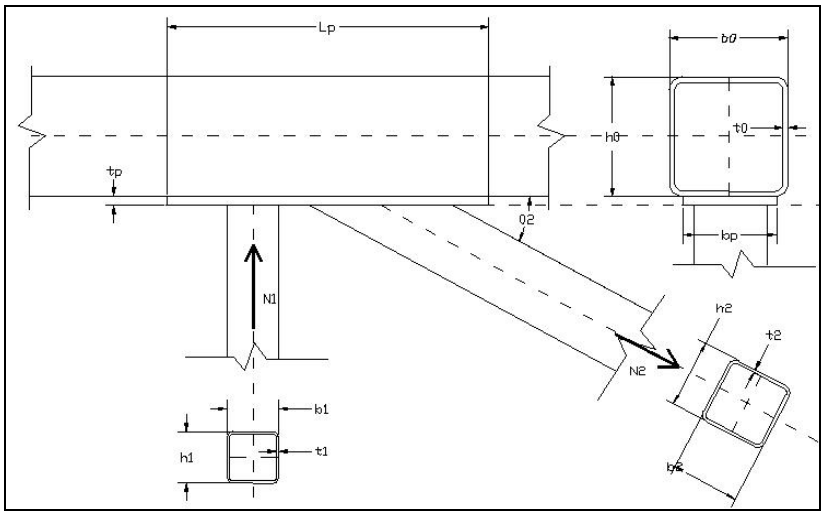


Figura 11.20.Reforç del nus amb xapes (cordó superior)

$$l_p \geq 1{,}5 \cdot \left(\frac{h_1}{sen\theta_1} + g + \frac{h_2}{sen\theta_2} \right) \qquad \text{(Eq. 11.46)}$$

$$b_p \geq b_0 - 2 \cdot t_0 \qquad \text{(Eq. 11.47)}$$

$$t_p \geq 2 \cdot t_1 \ , \ t_p \geq 2 \cdot t_2 \qquad \text{(Eq. 11.48)}$$

$$N_{i,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot \gamma^{0,5} \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_p^2}{sen(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.49)}$$

Llavors, subtituint en les expressions descrites:

$$l_p \geq 1{,}5 \cdot \left(\frac{80}{sen(90)} + 33{,}4 + \frac{140}{sen(30)} \right) = 590mm$$

$$b_p \geq 140 - 2 \cdot 5 = 130mm$$

$$20606 = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0,5} \cdot 0{,}843 \cdot 2600 \cdot t_p^2}{sen(90)} \cdot \left(\frac{140 + 80}{2 \cdot 140} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1} \right) \Rightarrow t_p = 0{,}599cm \approx 6mm$$

$$54375 = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0,5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot t_p^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{140 + 80}{2 \cdot 140} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1} \right) \Rightarrow t_p = 0{,}632cm \approx 7mm$$

Per tant, es reforçaran els nusos amb xapes de 600x130x7 mm.

11.6.2. Nusos en N (cordó inferior)

Aquest cas és idèntic a l'anterior, sols que ara la separació entre riostres, és de 12 mm., i el cordó inferior és del tipus RHS 140x140x5. Per tant, s'accepta que es compleixen les condicions imposades per les Taules K12 i K13. Es mirarà si és necessari també reforçar els nusos amb xapes, i en tal cas, s'estudiaran les seves dimensions.

$$n = 1 \Rightarrow k_n = 1{,}3 - 0{,}4 \cdot \frac{1}{0{,}785} = 0{,}790$$

$$N_{1,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0{,}5} \cdot 0{,}790 \cdot 2600 \cdot 0{,}5^2}{sen(90)} \cdot \left(\frac{140+80}{2 \cdot 140}\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 13435{,}66 Kg$$

$$N_{2,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 14^{0{,}5} \cdot 1 \cdot 2600 \cdot 0{,}5^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{140+80}{2 \cdot 140}\right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 34014{,}34 Kg$$

$$N_{1,Sd,màx.} = 20606 Kg > 13435{,}66 g$$

$$N_{2,Sd,màx.} = 54375 Kg > 34014{,}34 Kg$$

Llavors, es faran servir xapes del mateix tipus que per als nusos en el cordó superior, és a dir, de 600x130x7 mm.

11.6.3. Nusos en KT

Per a aquest tipus de nusos, es seguiran les indicacions que l'Eurocodi 3 fa al seu Annex K, a la Taula K.19.

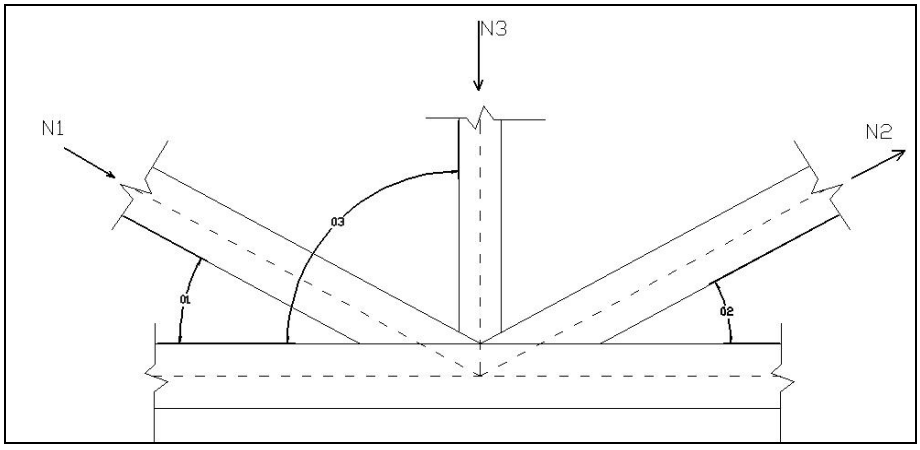


Figura 11.21.Nus en KT (cordó inferior)

Les expressions que l'Eurocodi dona, en aquest cas, són les següents:

$$N_{1,Sd} \cdot sen(\theta_1) + N_{3,Sd} \cdot sen(\theta_3) \leq N_{1,Rd} \cdot sen(\theta_1)$$

$$N_{2,Sd} \cdot sen(\theta_2) \leq N_{1,Rd} \cdot sen(\theta_1)$$

On $N_{i,Sd}$ és l'esforç axil calculat per a la barra *i*, mentre que $N_{1,Rd}$ té l'expressió descrita a continuació (Eq. 11.42):

$$N_{i,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot \gamma^{0,5} \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{sen(\theta_i)} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 \cdot b_0} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right)$$

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{50554}{25{,}178} + \frac{68200}{127{,}992} = 2540{,}71 \frac{Kg}{cm^2} < 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{2540{,}71}{2600} = 0{,}977 \Rightarrow k_n = 1{,}3 - 0{,}4 \cdot \frac{0{,}977}{0{,}888} = 0{,}86$$

$$N_{1,Rd} = \frac{8{,}9 \cdot 28^{0,5} \cdot 0{,}86 \cdot 2600 \cdot 0{,}5^2}{sen(30)} \cdot \left(\frac{14 + 8 + 14 + 14 + 8 + 14}{6 \cdot 14} \right) \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}1} \right) = 45129{,}86 Kg$$

Llavors, prenent els valors en el nus més "crític", i subtintuint en les Equacions 11.40 i 11.41:

$$9610 \cdot sen(30) + 7849 \cdot sen(90) = 12654 Kg \leq 45129{,}86 \cdot sen(30) = 22565 Kg$$

$$197 \cdot sen(30) = 98{,}5 Kg \leq 22565 Kg$$

11.6.4. Unions amb els pilars

Es seguiran les indicacions de l'apartat K.8 de l'Annex K de l'Eurocodi 3 [AENOR, 1996, p.64]. En aquest cas, es disposa una xapa per facilitar la unió amb el pilar.

Primerament es comprovarà que la geometria dels nusos estigui dins l'interval de validesa que es dona en la Taula K.24. En cas afirmatiu, es determinaran les resistències de càlcul dels nusos segons les expressions corresponents, situades a les Taules K.25 i K.26.

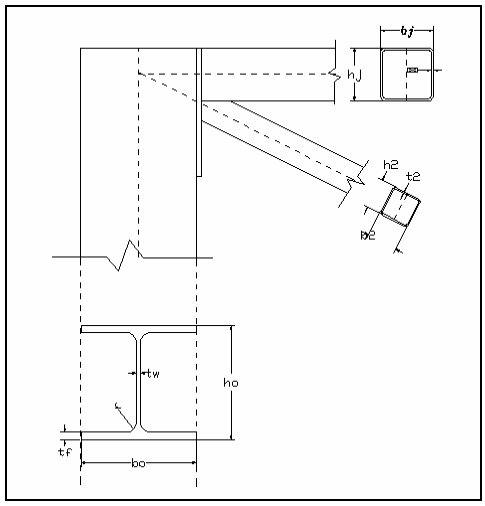


Figura 11.22. Nus en N entre riostres RHS i perfil HEB (cordó superior), reforçat amb xapa

Condicions geomètriques (nusos en N amb solapament)

$$\frac{d_w}{t_w} \le 1{,}5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}} \Rightarrow \frac{d_w}{t_w} = \frac{300}{11} = 27{,}27 \le 1{,}5 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2600}} = 42{,}63$$

$$d_w \le 400mm \Rightarrow 300mm < 400mm$$

$$Compressió \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{b_i}{t_i} \le 1{,}1 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_{yi}}} \Rightarrow \dfrac{140}{5} = 28 \le 1{,}1 \cdot \sqrt{\dfrac{2100000}{2600}} = 31{,}26 \\ \dfrac{h_i}{t_i} \le 1{,}1 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{f_{yi}}} \Rightarrow \dfrac{160}{5} = 32 \approx 31{,}26 \end{cases}$$

$$Tracció \Rightarrow \left\{ \frac{b_i}{t_i} \le 35 \Rightarrow \frac{140}{5} = 28 \le 35 \right.$$

$$0{,}5 \le \frac{h_i}{b_i} \le 2{,}0 \Rightarrow \begin{cases} 0{,}5 \le \dfrac{160}{140} = 1{,}14 \le 2{,}0 \\ 0{,}5 \le \dfrac{140}{140} = 1{,}0 \le 2{,}0 \end{cases}$$

$$\frac{b_i}{b_j} \ge 0{,}75 \Rightarrow \frac{140}{140} = 1{,}0 > 0{,}75$$

Llavors, un cop verificades les condicions geomètriques imposades per la Taula K.24, es procedirà a trobar la resistència de càlcul:

$$\lambda_{ov} = \left(\frac{q}{p}\right)\cdot 100\% \Rightarrow \lambda_{ov} = \left(\frac{120{,}44}{151{,}82}\right)\cdot 100 = 79{,}33\%$$

Ruptura de riostra:

$$N_{i,Rd} = f_{yi}\cdot t_i \cdot \left(b_{eff} + b_{e.ov} + 2\cdot h_i - 4\cdot t_i\right)\cdot\left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}}\right)$$

On:

$$b_{eff} = t_w + 2\cdot r + 7\cdot\frac{f_{yo}}{f_{yi}}\cdot t_f \Rightarrow b_{eff} = 1{,}1cm + 2\cdot 2{,}7cm + 7\cdot\frac{2600\frac{Kg}{cm^2}}{2600\frac{Kg}{cm^2}}\cdot 1{,}9cm = 19{,}8cm$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 14cm$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{\frac{b_j}{t_j}}\cdot\frac{f_{yj}\cdot t_j}{f_{yi}\cdot t_i}\cdot b_i \Rightarrow b_{e,ov} = \frac{10}{\frac{14}{0{,}5}}\cdot\frac{2600\cdot 0{,}5}{2600\cdot 0{,}5}\cdot 14 = 5cm$$

$$N_{2,Rd} = 2600\frac{Kg}{cm^2}\cdot 0{,}5cm\cdot\left(14cm + 5cm + 2\cdot 14cm - 4\cdot 0{,}5cm\right)\cdot\left(\frac{1{,}1}{1{,}1}\right) = 58500Kg$$

Només és necessari comprovar la riostra solapant. L'eficiència de la riostra solapada serà igual a la de la riostra solapant.

L'esforç axil de càlcul major correspon a la barra 23, i té un valor de 52415 Kg, inferior als 58500 Kg.

Es pot considerar la unió entre els pilars HEB 300 i els cordons inferiors RHS 140x140x5 com a una unió en T.

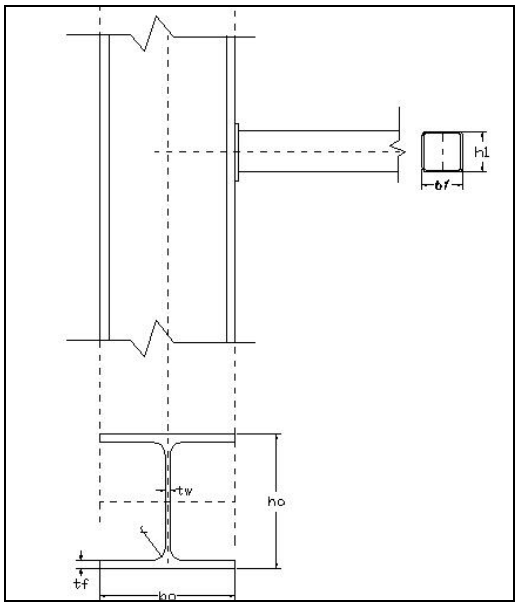


Figura 11.23. Nus en T entre riostres RHS i perfil HEB (cordó inferior)

Un cop comprovades de nou les condicions geomètriques de la Taula K.24 de l'EC-3, es calcularà la resistència de càlcul segons les expressions de la Taula K.25 per a aquest tipus de nus:

Fluència de l'ala del cordó

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} \cdot t_w \cdot b_w}{sen(\theta)} \cdot \left(\frac{1{,}1}{\gamma_{Mj}} \right)$$

$$b_w = \frac{h_i}{sen(\theta_i)} + 5 \cdot (t_f + r) = \frac{14}{sen(90)} + 5 \cdot (1{,}9 + 2{,}7) = 37cm$$

$$b_w \leq 2 \cdot t_i + 10 \cdot (t_f + r) = 2 \cdot 0{,}5 + 10 \cdot (1{,}9 + 2{,}7) = 47cm$$

$$N_{1,Rd} = \frac{2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 1{,}1cm \cdot 37}{sen(90)} \cdot \left(\frac{1{,}1}{1{,}5} \right) = 77601{,}33Kg > 66007 \text{ Kg (element 65)}$$

Ruptura de riostra

$$N_{i,Rd} = 2 \cdot f_{yi} \cdot t_i \cdot b_{eff} \cdot \left(\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right)$$

$$N_{i,Rd} = 2 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0,5cm \cdot 14cm \cdot \left(\frac{1,1}{1,1} \right) = 36400Kg < 66007Kg$$

En aquest cas, s'ha de reforçar la unió amb una xapa.

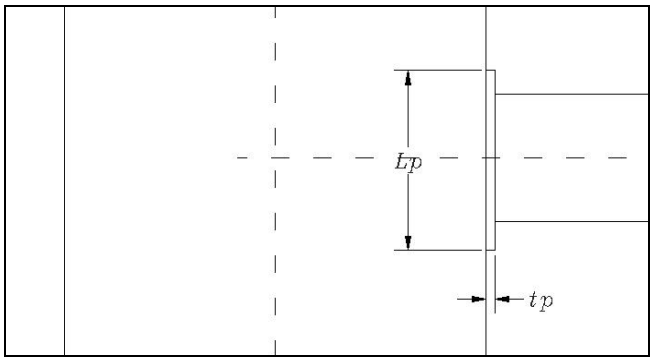


Figura 11.24. Reforç de la unió amb una xapa

Llavors, les expressions que l'Eurocodi dóna a través de la Taula K.21 [AENOR, 1996, p.61], per a trobar les dimensions de la xapa són les següents:

$$l_p = \frac{h_i}{sen(\theta_i)} + \sqrt{b_p \cdot (b_p - b_i)} \; ; \; l_p \geq 1,5 \cdot \frac{h_i}{sen(\theta_i)} \qquad \text{(Eq. 11.50)}$$

$$b_p \geq b_0 - 2 \cdot t_0 \qquad \text{(Eq. 11.51)}$$

$$N_{i,Rd} = 2 \cdot f_{yi} \cdot t_p \cdot b_{eff} \cdot \left(\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right) \qquad \text{(Eq. 11.52)}$$

$$b_p \geq 30 - 2 \cdot 1,1 = 27,8cm \Rightarrow b_p = 30cm$$

$$l_p = \frac{14}{sen(90)} + \sqrt{30 \cdot (30 - 14)} = 35,91 \approx 36cm$$

$$66007 = 2 \cdot 2600 \cdot t_p \cdot 14 \cdot \left(\frac{1,1}{1,1} \right) \Rightarrow t_f = 0,90cm \approx 10mm$$

Per tant, les dimensions de les xapes són 300x360x10 mm. En el cas de la unió al pilar en el cordó superior, tot i que no és necessari, es disposaran xapes de les mateixes dimensions, per facilitar les unions.

Per a unir la gelosia al pilar HEB 300, es disposaran soldadures a tope per al cas dels perfils RHS.

En el cas de la soldadura a tope, es realitzarà amb els mateixos criteris que les unions entre els cordons, diagonals i muntants.

- *Unió RHS 140x80x5 amb HEB 300*

Es determinarà el màxim espessor de la soldadura, fent ús de la Taula 11.6.

$$RHS140x70x5 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 5mm \\ r = 13mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{13}{5} = 2{,}6 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

- *Unió RHS 90x90x4 amb HEB 300*

$$RHS90x90x4 \Rightarrow \left.\begin{matrix} t = 4mm \\ r = 10mm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{r}{t} = \frac{10}{4} = 2{,}5 \Rightarrow$$ Espessor màxim de soldadura de 12 mm.

12. Càlcul dels forjats per a la zona d'oficines

Els forjats són superfícies planes que treballen fonamentalment a flexió, transmetent les càrregues a les bigues secundàries o principals. Aquest element servirà per sustentar les oficines, al mateix temps que farà de sostre per a la zona de taller que queda just a sota. A més de transmetre les càrregues verticals a les bigues de l'estructura, els forjats també tenen la missió de transportar les accions horizontals (vent) cap a l'arriostrament.

Es poden classificar, en funció de les sol·licitacions, en tres tipologies bàsiques:

- Forjats unidireccionals: armats en una única direcció, per tal de treballar a flexió en un sol eix. Poden consistir en bigues, bovedilles o lloses alveolars.

- Forjats reticulars: formats per nervis de formigó armat disposats en dues direccions ortogonals entre sí.

- Lloses: se'n distingeixen les tradicionals, formades per una massa de formigó amb armadures, o les mixtes, les quals, a més, incorporen una xapa metàl·lica.

La solució adoptada consisteix en un forjat de lloses mixtes, degut a la seva lleugeresa, resistència i rapidesa d'execució. La xapa metàl·lica, amb poc espessor, servirà d'encofrat al formigó, el qual es vessarà "in situ", i farà a més, de xapa col·laborant, substituint així a les armadures de tracció. Finalment, el conjunt es sol connectar mitjançant perns amb cap soldats directament a la biga metàl·lica, amb la qual cosa es forma una biga mixta, resistent als esforços tallants horitzontals en la unió acer – formigó.

Així, aquesta solució ofereix una sèrie d'avantatges: manca d'encofrats de fusta, ràpida execució de l'obra, disponibilitat d'ús immediata de les plantes construides, lloses amb poc espessor, estalvi d'apuntalaments, etc.

12.1. Característiques del forjat

El paviment que hauran de suportar els forjats serà un "sòl tècnic", consistent en unes losetes lleugeres de 60 x 60 cm., disposades sobre un perfilat d'alumini. Aquest tipus d'instal·lació permet passar tot el cablejat per dins, donant una molt bona disponibilitat de punt de veu i dades, allà on sigui necessari. Tanmateix, per a la zona de taller, es penjarà un fals sostre.

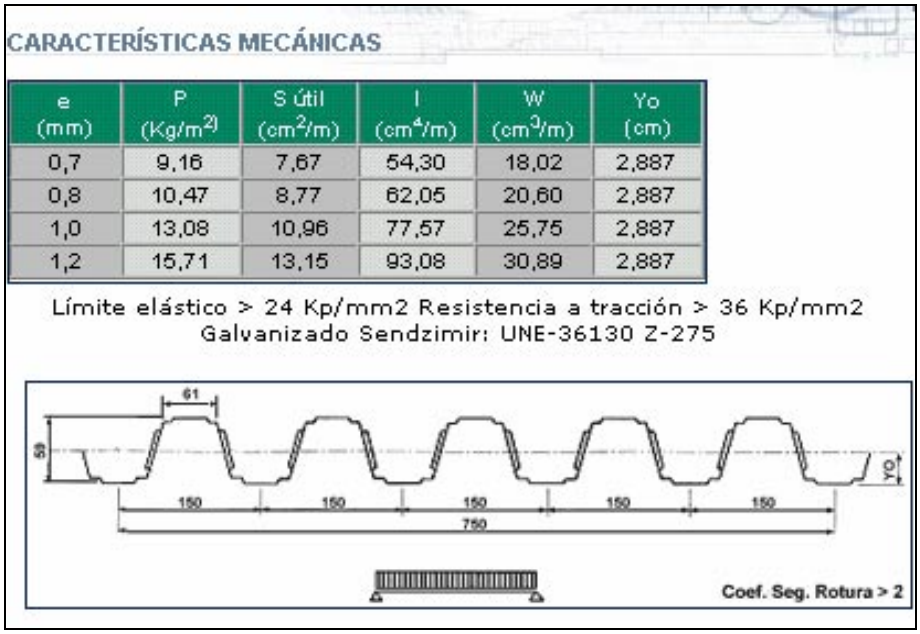
Llavors, es consideraran les càrregues següents:

- Pes propi del forjat: 200 Kg/m^2
- Pes propi del "sòl tècnic": 34 Kg/m^2
- Sobrecàrrega d'ús: 300 Kg/m^2
- Pes propi del fals sostre: 20 Kg/m^2.

En aquest cas, es prendrà una distància entre biguetes de 2.5 m.

$$Q^* = 1{,}33 \cdot (200 + 34 + 20)\frac{Kg}{m^2} \times 2{,}5m + 1{,}5 \cdot 300\frac{Kg}{m^2} \times 2{,}5m \approx 1970\frac{Kg}{m}$$

Segons les taules adjuntes, s'escull una xapa col·laborant PL 59/150 H8, d'un mil·límetre d'espessor. La llosa serà de formigó H250, de 4 cm. d'espessor, amb armadures de compressió mínimes de ϕ12 cada 250 mm., i un mallat electrosoldat ϕ4 de 200x300.



Taula 12.1. Característiques mecàniques de la xapa PL 59/150 H8

El perfil escollit per a la xapa, pot resistir una càrrega superior a la de servei, amb una distància màxima entre biguetes de 3 metres.

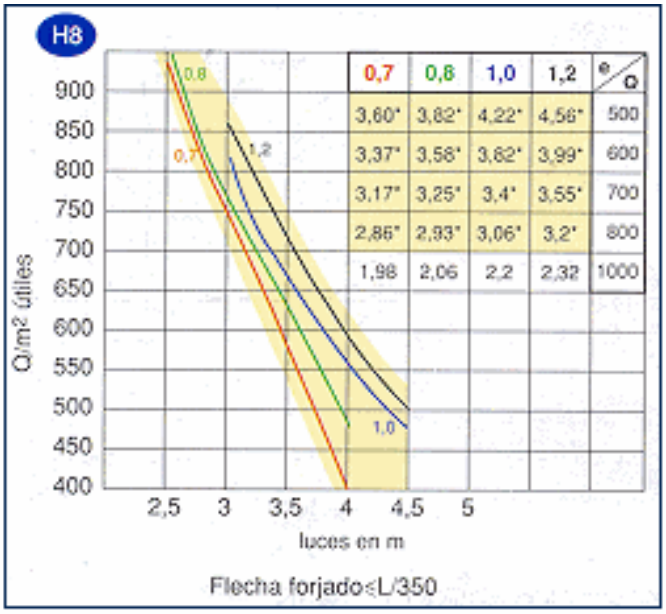


Figura 12.2. Diagrama de càrrega de la xapa PL59/150 H8

12.2. Dimensionament de les biguetes del forjat

A partir de la distància entre biguetes i de les càrregues del forjat, es perfilaran aquests elements. Si es considera el comportament d'una biga isostàtica:

$$M^* = \frac{1}{8} \cdot Q^* \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1970 \frac{Kg}{m} \cdot 2{,}5^2 m^2 = 1539 Kg \cdot m$$

$$T^* = \frac{1}{2} \cdot Q^* \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1970 \frac{Kg}{m} \cdot 2{,}5m = 2462{,}5Kg$$

$$W_x = \frac{M^*}{\sigma_e} = \frac{153900 Kg \cdot cm}{2600 \frac{Kg}{cm^2}} = 59{,}19 cm^3 \Rightarrow IPE140$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 3 \cdot \tau^{*2}} \leq \sigma_e^*$$

$$\tau^* = \frac{T^* \cdot S_x}{\mathrm{I}_x \cdot e} = \frac{2462{,}5 Kg \cdot 44{,}2 cm^3}{541 cm^4 \cdot 4{,}7 cm} = 42{,}80 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma^* = \frac{T^* \cdot h_1}{W_x} = \frac{2462.5 Kg \cdot 11{,}2 cm}{77{,}3 cm^3} = 3568 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{356{,}8^2 + 3 \cdot 42{,}8^2} = 364{,}42 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_e^*$$

El valor de la fletxa, segons les taules mostrades, no pot ser superior a L/350.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot \mathrm{I}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{19{,}70 \cdot 250^4}{2100000 \cdot 541} = 0{,}88cm > \frac{L}{350} = 0{,}71cm$$

Per tant, s'escull un perfil major, el qual, en aquest cas, serà un IPE 160.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot \mathrm{I}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{19{,}70 \cdot 250^4}{2100000 \cdot 869} = 0{,}55cm < \frac{L}{350} = 0{,}71cm$$

12.3. Dimensionament de les biguetes secundàries

Les biguetes de forjat descansaran sobre una sèrie de bigues secundàries, disposades en sentit ortogonal a les jàsseres dels pòrtics de la nau. Es consideraran llums de 5,7 m., i es tractarà a aquests elements com a bigues isostàtiques, sotmeses a càrregues puntuals.

$$\Sigma Q^* = 3 \cdot 1970Kg = 5910Kg$$

$$R^* = \frac{\Sigma Q^*}{2} = \frac{5910Kg}{2} = 2955Kg$$

$$M^* = \frac{1}{8} \cdot \frac{R^*}{n} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{2955Kg}{3} \cdot 5{,}7^2 m^2 = 4000Kg \cdot m\,3$$

$$W_x = \frac{M^*}{\sigma_e} = \frac{400000Kg \cdot cm}{2600 \frac{Kg}{cm^2}} = 153{,}85cm^3 \Rightarrow IPE200$$

13. Càlcul de les bigues de tancament perimetral

13.1. Dimensionament de les bigues

Càrregues que hi actuen

Pes propi: 50 Kg/m

Pes dels tancaments laterals: 250 Kg/m^2

Sobrecàrrega de neu: 60 Kg/m^2

Es consideraran aquests elements com a bigues bi-recolzades, amb càrrega uniformement repartida. Els coeficients de seguretat seran 1,33, per a les accions gravitatòries, i 1,5 per a les sobrecàrregues. Llavors, es faran les comprovacions habituals.

$$q = 1{,}33 \cdot \left(50\frac{Kg}{m} + 250\frac{Kg}{m^2} \times 7{,}5m \right) + 1{,}5 \cdot 60\frac{Kg}{m^2} \times 1m \approx 2650\frac{Kg}{m}$$

$$M^* = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2650\frac{Kg}{m} \cdot 5{,}7^2 m^2 \approx 10763 Kg \cdot m$$

$$W_x = \frac{M^*}{\sigma} = \frac{1076300 Kg \cdot cm}{2600\frac{Kg}{cm^2}} = 413{,}97 cm^3 \Rightarrow IPE270 (W_x = 429 cm^3)$$

L'esforç tallant, màxim en els extrems, i la tensió en la unió, seran:

$$C^* = q^* \cdot \frac{s}{2} = 2650\frac{Kg}{m} \cdot \frac{5{,}7m}{2} = 7552{,}5Kg$$

$$\tau^*_{\max} = \frac{T^*}{A} = \frac{7552{,}5Kg}{45{,}9cm^2} = 164{,}54\frac{Kg}{cm^2} < 1501.11\frac{Kg}{cm^2}$$

El valor de la fletxa, per al cas de bigues bi – recolzades, es calcularà a partir de l'Equació 13.1:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot \mathrm{I}} \leq \frac{L}{500} \qquad \text{(Eq. 13.1)}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{26,50}{1,5}\frac{Kg}{cm} \cdot 570^4 cm^4}{2100000\frac{Kg}{cm^2} \cdot 5790 cm^4} = 1,99cm > \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1,14cm$$

Llavors, el que es farà serà triar un perfil IPE 330:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{26,50}{1,5}\frac{Kg}{cm} \cdot 570^4 cm^4}{2100000\frac{Kg}{cm^2} \cdot 11770 cm^4} = 0,982cm < \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1,14cm$$

13.2. Càlcul de les unions amb els pilars HEB 300

Es projecta una unió soldada articulada, mitjançant l'ús d'uns angulars, els quals aniran units a l'ànima de la biga i a una placa soldada en el pilar HEB. No s'han de soldar les ales, i la longitud del cordó ha de ser la requerida estrictament pels càlculs. A nivell de conceptes, s'admet que l'esforç tallant que transmet la biga a la columna fa girar un angular sobre l'altre, provocant una llei de repartició d'esforços en la que queda comprimida una distància aproximadament igual a 1/6 de L_V.

Llavors, s'ha de complir l'Equació 13.2

$$\sigma^*_{co} = \frac{R^*}{a \cdot L_v} \cdot \sqrt{4,536 \cdot \frac{L_h^2}{L_v^2} + 0,45} \leq \sigma_u \qquad \text{(Eq. 13.2)}$$

Les plaques que es disposen en els pilars han de tenir un espessor igual al de les seves ales. Per tant, les dimensions d'aquests elements seran 360x300x19 mm. La unió entre xapa i pilar es farà mitjançant soldadura a tope, executada amb preparació de bordes. L'esforç tallant ponderat és de 7553 Kg. Pel que fa als angulars, es trien dos de dimensions L80.8, amb cordons de soldadura de 0,5 cm.

Es procedeix a la comprovació corresponent:

Cordons a1:

Aquests cordons, corresponents a la unió de l'angular amb la xapa del pilar, s'extendran en tota la longitud vertical de la peça en L, i en un quart del costat de dita L, en sentit horitzontal.

Si s'agafa $L_v = 150mm$ i $\frac{L_h}{4} = \frac{80}{4} \approx 20mm$, llavors:

$$\sigma^*_{CO} = \frac{7553}{0,5 \cdot 15} \cdot \sqrt{4,536 \cdot \frac{8^2}{15^2} + 0,45} = 1328,50 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cordons a2:

En el cas de la unió de l'angular a la biga, es consideraran dos cordons laterals i un de frontal. El mètode que es descriu a continuació, només es podrà aplicar si es verifica:

$$0,50 \cdot h < L_2 < 2 \cdot h$$

On:

L_2 : Longitud dels cordons laterals. En aquest cas, és igual al costat de l'angular.

h : Longitud vertical de la L. És igual a L_v.

$$0,50 \cdot 150 = 75 < L_2 = 80 < 2 \cdot h = 150$$

Llavors, el moment frontal màxim serà el corresponent a un cordó longitudinal sol·licitat a flexió simple.

$$M_{f,\max} = \frac{\sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2}{6 \cdot \sqrt{1,4}} = 0,14 \cdot \sigma_u \cdot a_2 \cdot L_1^2$$

El moment torsor es podrà calcular segons:

$$M_{L,\max} = 0,75 \cdot \sigma_u \cdot L_2 \cdot a_2 \cdot (h + a_2)$$

Substituint:

$$M_{f,\max} = 0,14 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 0,5cm \cdot 15,5^2 cm^2 \approx 43725Kg \cdot cm$$

$$M_{L,\max} = 0,75 \cdot 2600 \frac{Kg}{cm^2} \cdot 7,5cm \cdot 0,5cm \cdot (15 + 0,5)cm \approx 113344Kg \cdot cm$$

Es calcula el moment $P^* \cdot d$, referit al centre de gravetat dels cordons laterals, el qual es descomposa proporcionalment als dos moments descrits anteriorment.

$$P^* = \frac{R^*}{2} = \frac{7553Kg}{2} = 3776{,}5Kg$$
$$P^* \cdot d = 3776{,}5Kg \cdot 5{,}7cm = 21526Kg \cdot cm$$

$$M_f = \frac{43725}{43725+113344} \cdot 21526 = 5992{,}42Kg \cdot cm < M_{f,\max}$$
$$M_L = \frac{113344}{43725+113344} \cdot 21526 = 15533{,}57Kg \cdot cm$$

El cordó frontal de 155 mm.compleix. Els dos cordons lateral restants han de resistir les càrregues:

- *Força longitudinal actuant sobre un cordó lateral*

$$F_2 = \frac{M_L}{(h+a_2)} = \frac{15533{,}57Kg \cdot cm}{15{,}5cm} = 1002{,}16Kg$$

- Esforç aplicat en la direcció normal als cordons

$$P_{c2} = \frac{R^*}{2} = 3776{,}5Kg$$

Llavors:

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0{,}35 \cdot P_{c2}^2 + 1{,}8 \cdot F_2^2}}{a_2 \cdot L_2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co} = \frac{\sqrt{0{,}35 \cdot 3776{,}5^2 + 1{,}8 \cdot 1002{,}16^2}}{0{,}5 \cdot 7{,}5} = 695{,}35 \frac{Kg}{cm^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{Kg}{cm^2}$$

Per tant, s'accepta l'angular triat, amb els cordons corresponents.

14. Arriostraments contravent

14.1. Arriostraments de coberta

Es faran servir Creus de Sant Andreu, les quals són elements força comuns per a aquest requisit. Juntament amb les bigues dels pòrtics consecutius, formaran una gelosia que impedirà els desplaçaments longitudinals de la nau, i transmetrà les accions del vent sobre els entramats frontals als entramats laterals.

Es considera suficient amb disposar dites gelosies en els extrems de la nau. S'estudiaran les accions del vent en sentit longitudinal de l'edificació, sense tenir en compte la succió de la coberta. Aquest entramat haurà de resistir l'empemta que el vent exerceix sobre els pilars de façana, segons la seva superfície d'influència.

Principalment, els esforços que es donaran en les gelosies seran axils, ja que els moments flectors seran producte de petites excentricitats creades a l'hora de realitzar el muntatge de dits elements. Per això, els eixos de totes les barres confluents en un nus han de tallar-se en un únic punt, de manera que no hi hagin les excentricitats.

Com que la biga és interiorment hiperestàtica, es prescindeix de les diagonals comprimides, resultant una biga com la que es mostra en la Figura 14.1.

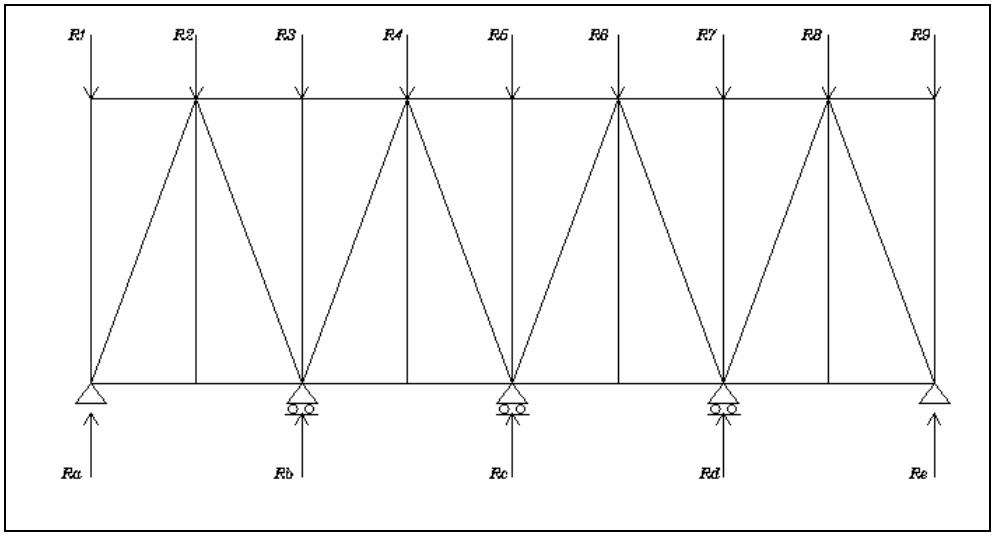


Figura 14.1. Arriostrament de coberta

La càrrega de vent que reben els pilars es calcula segons:

$$R_1 = R_9 = \frac{1}{2} \cdot q_{vent} \cdot s_{corretges} \cdot s_{pòrtics} = \frac{1}{2} \cdot 50 \frac{Kg}{m^2} \cdot \frac{2{,}125}{2} m \cdot 5{,}7m \approx 151Kg \quad \text{(Eq. 14.1)}$$

$$R_2 = R_8 = \frac{1}{2} \cdot q_{vent} \cdot s_{corretges} \cdot s_{pòrtics} = \frac{1}{2} \cdot 50 \frac{Kg}{m^2} \cdot 2{,}125m \cdot 5{,}7m \approx 303Kg$$

Llavors, les reaccions que s'obtenen, sense majorar, són:

$$R_A = R_D = 303Kg$$
$$R_B = R_C = 606Kg$$

L'esforç que es transmet a les diagonals serà :

$$D^* = \frac{1{,}5 \cdot [303Kg - 151Kg]}{\cos(68)} = 810Kg \quad \text{(Eq. 14.2)}$$

Per donar una certa coherència al disseny de totes les gelosies, s'escolliran perfils RHS, de la mateixa manera que en les bigues Pratt de l'estructura. Es comprovarà un RHS 40.4. Segons la NBE EA-95, en peces a tracció, por prescindir-se del moment degut a l'excentricitat de la unió si es dona la condició imposada a l'Equació 14.3

$$\sigma^* = \frac{1{,}25 \cdot N^*}{A} < \sigma_e^* \quad \text{(Eq. 14.3)}$$

$$\sigma^* = \frac{1{,}25 \cdot 810Kg}{5{,}348cm^2} = 190 \frac{Kg}{cm^2} < \sigma_e^*$$

14.2. Arriostraments laterals

Les forces horitzontals que actuen sobre les façanes frontals, degudes a l'acció del vent, són recollides per les bigues contravent i transmeses a la cimentació, triangulant adequadament un o més mòduls de les façanes laterals. Es considerarà un altre sistema de Creus de Sant Andreu, tal i com es pot veure a la Figura 14.2:

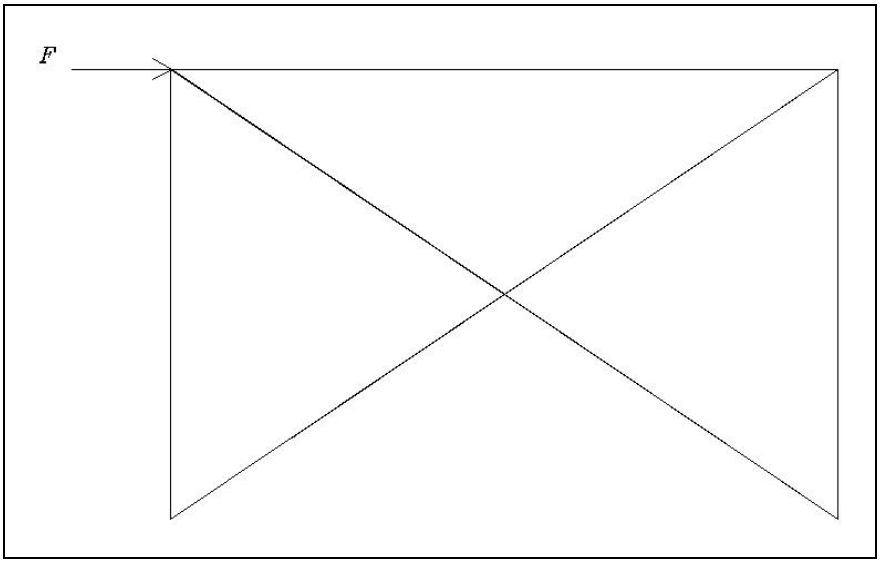


Figura 14.2. Arriostrament lateral

La reacció del vent sobre la façana era de 151 Kg. Multiplicant aquest valor per els corresponents coeficients de seguretat, s'obté un valor de 272 Kg.

Llavors, segons les expressions utilitzades an el punt anterior:

$$N^* = \frac{R^*}{\cos(\alpha)} = \frac{272}{\cos(53º)} = 450Kg$$

On α és l'angle que formen les diagonals amb els elements horitzontals.

Llavors, per un altre perfil RHS 40.4:

$$\sigma^* = \frac{1{,}25 \cdot 450Kg}{5{,}348cm^2} = 105\frac{Kg}{cm^2} < \sigma_e^*$$

Per tant, aquest perfil és correcte.

15. BIBLIOGRAFIA

Referències bibliogràfiques

AENOR, *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.* Madrid, AENOR, 1996, p. 51-66.

ARGÜELLES ALVAREZ, R., [et al.]. *Estructuras de acero. Calculo, Norma Básica y Eurocódigo. Tomo I.* Madrid, Ediciones Bellisco, 2001a, p. 2.21, p. 7.48.

ARGÜELLES ALVAREZ, R., [et al.]. *Estructuras de acero. Calculo: Norma Básica y Eurocódigo. Tomo II.* Madrid, Ediciones Bellisco, 2001b, p. O.11.

FORNONS, J.M., *Teoría de las Estructuras, Tomo I.* Barcelona, Publicacions d'Abast, S.L.L., 2002, p. III-53.

JIMÉNEZ MONTOYA, P., GARCÍA MESEGUER, A., MORÁN CABRÉ, F. *Hormigón Armado.* Barcelona, Editorial Gustavo Gili, SA, 2000, p. 506

Bibliografia complementària

ARGÜELLES ÁLVAREZ, R., [et al.]. *La estructura metálica hoy. Teoría y práctica*. Madrid, Ediciones Bellisco, 1975.

ARGÜELLES ÁLVAREZ, R., [et al.]. *Estructuras de acero. Tomo I. Cálculo, Norma Básica y Eurocódigo*. Madrid, Ediciones Bellisco, 2001.

ARGÜELLES ÁLVAREZ, R., [et al.]. *Estructuras de acero. Tomo II. Uniones y sistemas estructurales*. Madrid, Ediciones Bellisco, 2001.

CALAVERA, J. *Cálculo de las estructuras de cimentación*. Madrid, Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, S.A., 2000.

FORNONS, J.M. *Teoría de las estructuras. Tomo* I. Barcelona, Publicacions d'abast, S.L.L., 1999.

JIMÉNEZ MONTOYA, P., GARCÍA MESEGUER, A., MORÁN CABRÉ, F. *Hormigón armado*. Barcelona, 14ª Edición basada en la E.H.E., 2000.

MINISTERIO DE FOMENTO. *NBE*. *Acciones en la edificación*. Madrid, 1988.

MINISTERIO DE FOMENTO. *NBE EA-95*: *Estructuras de acero en edificación*. Madrid,1995.