

## Resum

Aquest volum consta de tres annexos, el primer titulat “Exemple del mètode de Cross” analitza el mètode seguit per calcular els esforços d'un dels pòrtics d'un dels edificis de laboratoris de l'ETSEIB, explicant el mètode de Cross utilitzat per l'arquitecte en l'època del seu càlcul.

El segon annex, titulat “Estructura i càlculs de l'ETSEIB” consta de diversos apartats on es llisten els perfils utilitzats en l'edifici i els càlculs d'esforços d'aquestos, es comprova la resistència i s'analitza el dimensionament dels forjats, per finalitzar es llisten els diferents tipus d'unions.

El tercer annex titulat “Estructura i càlculs de la Facultat de Dret” descriu els perfils extrets dels plànols del projecte original i analitza els càlculs fets pels arquitectes, així com el dimensionament dels forjats i els diferents tipus d'unions vistes.





# Sumari

|   |           |
|---|-----------|
| <b>RESUM</b>  | <b>1</b>  |
| <b>SUMARI</b>   | <b>3</b>  |
| <b>A. EXEMPLE DEL MÈTODE DE CROSS</b>                                       | <b>5</b>  |
| <b>B. ESTRUCTURA I CàLCULS DE L'ETSEIB.</b>                                 | <b>17</b> |
| B.2. Estructura de l'ETSEIB.  | 17        |
| B.2.1. Estructura metàl·lica de les dues torres del cos d'aules principal:  | 17        |
| B.2.2. Estructura dels laboratoris de formigó:                              | 22        |
| B.2.3. Estructura dels laboratoris metàl·lics:                              | 23        |
| B.2.4. Estructura metàl·lica del cos d'administració:                       | 24        |
| B.3. Dimensionat dels pòrtics dels diferents edificis.                      | 27        |
| B.3.1. Dimensionat dels pòrtics de l'estructura metàl·lica del cos d'aules: | 28        |
| B.3.2. Dimensionat dels pòrtics dels laboratoris.                           | 42        |
| B.3.3. Dimensionat dels pòrtics del laboratori general.                     | 44        |
| B.3.4. Dimensionat dels pòrtics de l'edifici administratiu.                 | 49        |
| B.4. Càlcul dels forjats dels edificis.                                     | 53        |
| B.4.1. Edifici destinat a aules.  | 56        |
| B.4.2. Laboratoris.   | 57        |
| B.4.3. Laboratori general.  | 57        |
| B.4.4. Edifici administratiu.   | 58        |
| B.4.5. Biguetes d'unió dels pòrtics.  | 59        |
| B.5. Unions.  | 61        |
| B.5.1. Unions "a tope".   | 61        |
| B.5.2. Unions embegudes.  | 62        |
| B.5.3. Unions reforçades amb platabandes.                                   | 63        |
| <b>C. ESTRUCTURA I CàLCULS DE LA FACULTAT DE DRET.</b>                      | <b>67</b> |
| C.2. Càlcul dels forjats.   | 67        |
| C.3. Càlcul de les jàsseres.  | 71        |
| C.4. Unions.  | 76        |
| C.4.1. Unions amb jàssera passant.  | 76        |
| C.4.2. Unions "a tope".   | 77        |
| <b>BIBLIOGRAFIA</b>   | <b>79</b> |
| Referències bibliogràfiques   | 79        |





## A. Exemple del mètode de Cross

Per analitzar un exemple pràctic del mètode de Cross, analitzarem els càlculs fets per un pòrtic de l'estructura dels laboratoris de l'ETSEIB.

En aquest cas es disposa una estructura de formigó armat de dues plantes amb coberta transitable.

Per tal de seguir els càlculs és disposa dels detalls obtinguts de la memòria escrita de càlculs i dels gràfics de Cross que els justifiquen fets per l'arquitecte Robert Terradas. L'estructura del pòrtic és simètrica respecte un eix vertical situat a la meitat de la jàssera, i a part també és simètrica de càrrega respecte el mateix eix, ja que no es consideren les càrregues de vent, i només tenen en compte les càrregues verticals.

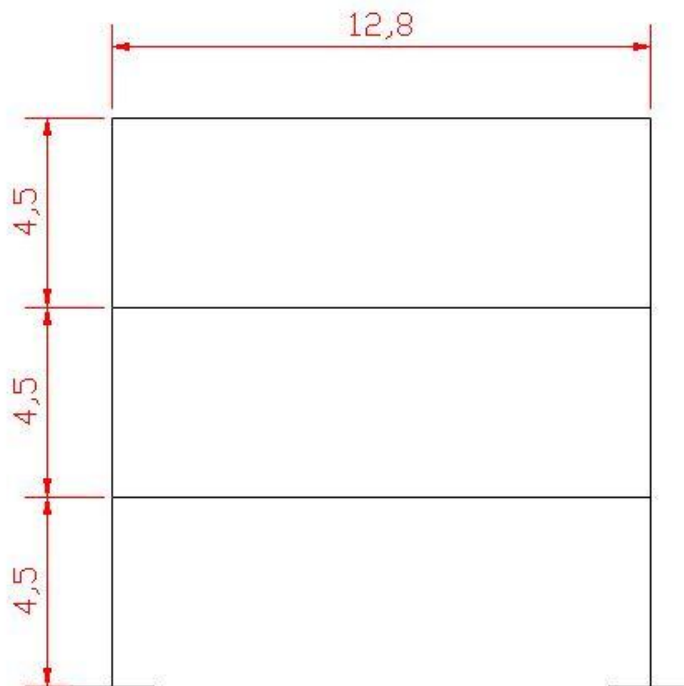


Figura .A.1 esquema del pòrtic (unitats en metres).

Per tractar-se d'una estructura simètrica, al mètode no ens apareixerà cap estat paramètric, ja que tots ells són antisimètrics, i per tant impossibles de produir davant d'aquest cas.



Primerament es calculen les càrregues a aplicar sobre el forjat entre pòrtics, obtenint una càrrega vertical de 600 Kg/m<sup>2</sup>:

|                                 |                       |                              |
|---------------------------------|-----------------------|------------------------------|
| <u>Forjado entre pórticos :</u> |                       |                              |
| Carga por metro cuadrado :      |                       |                              |
| Pavimento                       | 60 Kg/m <sup>2</sup>  |                              |
| Forjado                         | 160 "                 |                              |
| Cieloraso                       | 30 "                  |                              |
|                                 | 250                   |                              |
| Sobrecarga                      | 350                   | } = $\frac{250}{350} = 0'71$ |
| Carga Total                     | 600 Kg/m <sup>2</sup> |                              |

Figura .A.2 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

Tenint en compte que la separació entre pòrtics és de 4,80 metres, la càrrega lineal uniformement repartida sobre la jàssera serà:

$$q = 600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 4,80 \text{ m} = 2880 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad (\text{eq. A.1})$$

|                                |           |                                   |
|--------------------------------|-----------|-----------------------------------|
| <u>ESTRUCTURA LABORATORIOS</u> |           |                                   |
| =====                          |           |                                   |
| <u>Forjado entre pórticos</u>  |           |                                   |
| Carga por m <sup>2</sup>       | = 600 Kg. | $\gamma = \frac{250}{350} = 0,71$ |
| Separación entre pórticos      | 3 x 1,60  | = 4,80 mt.                        |

Figura .A.3 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]



Ara calculem les inèrcies de la jàssera i del pilar amb la formula per seccions rectangulars (tenint en compte que la "h" farà referència a la direcció principal de càrrega):

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

(eq. A.2)

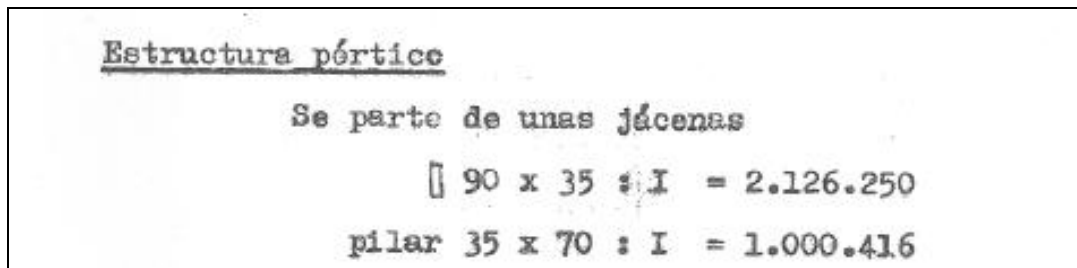


Figura .A.4 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

Amb aquestes inèrcies ja podem calcular les rigideses, que per definició son:

$$K = \frac{4E \times I}{L}$$

(eq. A.3)

Tenint en compte que es tracta del mateix material tant per al pilar com per a la jàssera simplifiquem el mòdul elàstic i obtenim:

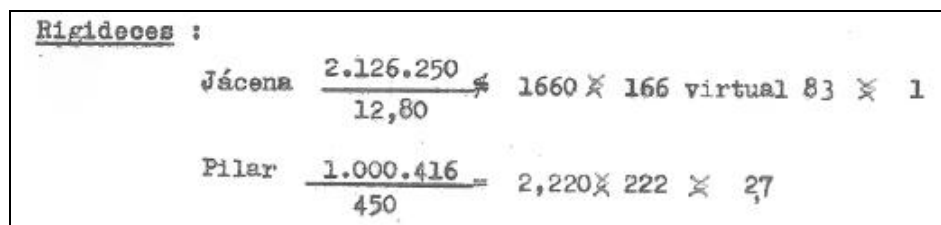


Figura .A.5 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

La rigidesa de la jàssera no serà directament la calculada, ja que per poder fer la simplificació de simetria d'estructura i de càrrega, tenim que considerar un rigidesa virtual de la meitat de la que li correspondria.



La Figura .A.6 il·lustra la corresponent simplificació de l'estructura per la simetria de forma i càrrega:

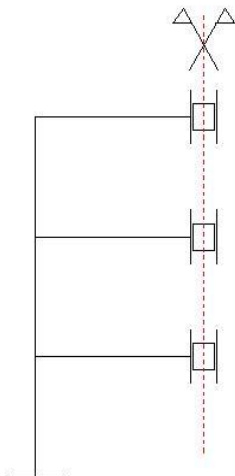


Figura .A.6 Simplificació de l'estructura per la simetria de forma i càrrega.

Amb aquestos valors de rigideses, obtenim els coeficients de repartiment en tant per 1:

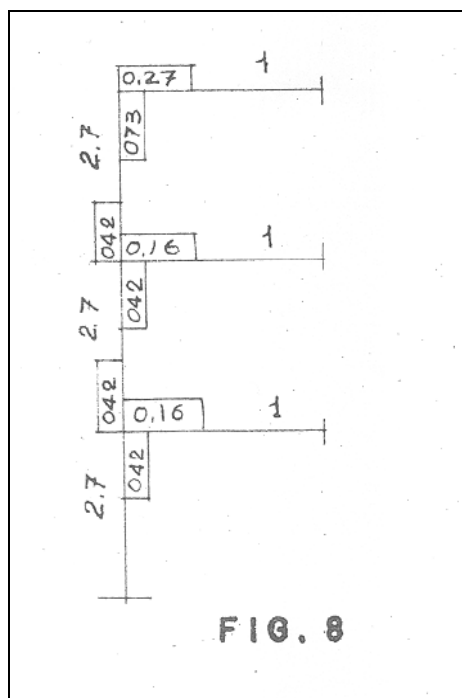


Figura .A.7 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]





El següent pas consisteix en calcular els parells d'empotrament perfecte per tal d'utilitzar-los per començar el mètode sobre el gràfic de l'estructura amb els successius repartiments. Per fer-ho apliquem una càrrega de  $450 \text{ Kg/m}^2$  sobre la superfície de coberta, i una càrrega de  $600 \text{ Kg/m}^2$  per les dues plantes. A més a més, per tractar-se d'una estructura de formigó tindrem en compte el pes propi (P) de la jàssera, que té una secció de  $90 \times 35 \text{ cm}$ .

$$\text{Secció} = 0,9 \cdot 0,35 = 0,315 \text{ m}^2 \quad P = 0,315 \text{ m}^2 \cdot 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 756 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad (\text{eq. A.4})$$

Per arrodonir els càlculs prenen  $750 \text{ Kg/m}$ .

El moment d'encastament perfecte per a una barra biencastada amb càrrega uniformement repartida és:

$$M = \frac{1}{12} \cdot q \cdot L^2 \quad (\text{eq. A.5})$$

Sent M el moment d'encastament, L la longitud de la barra, i q la càrrega lineal.

| <u>Cargas verticales</u>               |  |
|--|--|
| <b>Pares de empotramiento perfecto</b> |  |
| Jácena azotea                          | $M = \frac{1}{12} (450 \times 4,80 + 750) \frac{12,80^2}{2} = 39.600 \text{ mKg.}$ |
| " pisos                                | $M = \frac{1}{12} (600 \times 4,80 + 750) \frac{12,80^2}{2} = 49.500 \text{ mKg.}$ |

Figura .A.8 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]



Amb aquests valors iniciem el procés iteratiu de Cross amb successives transmissions de moments:

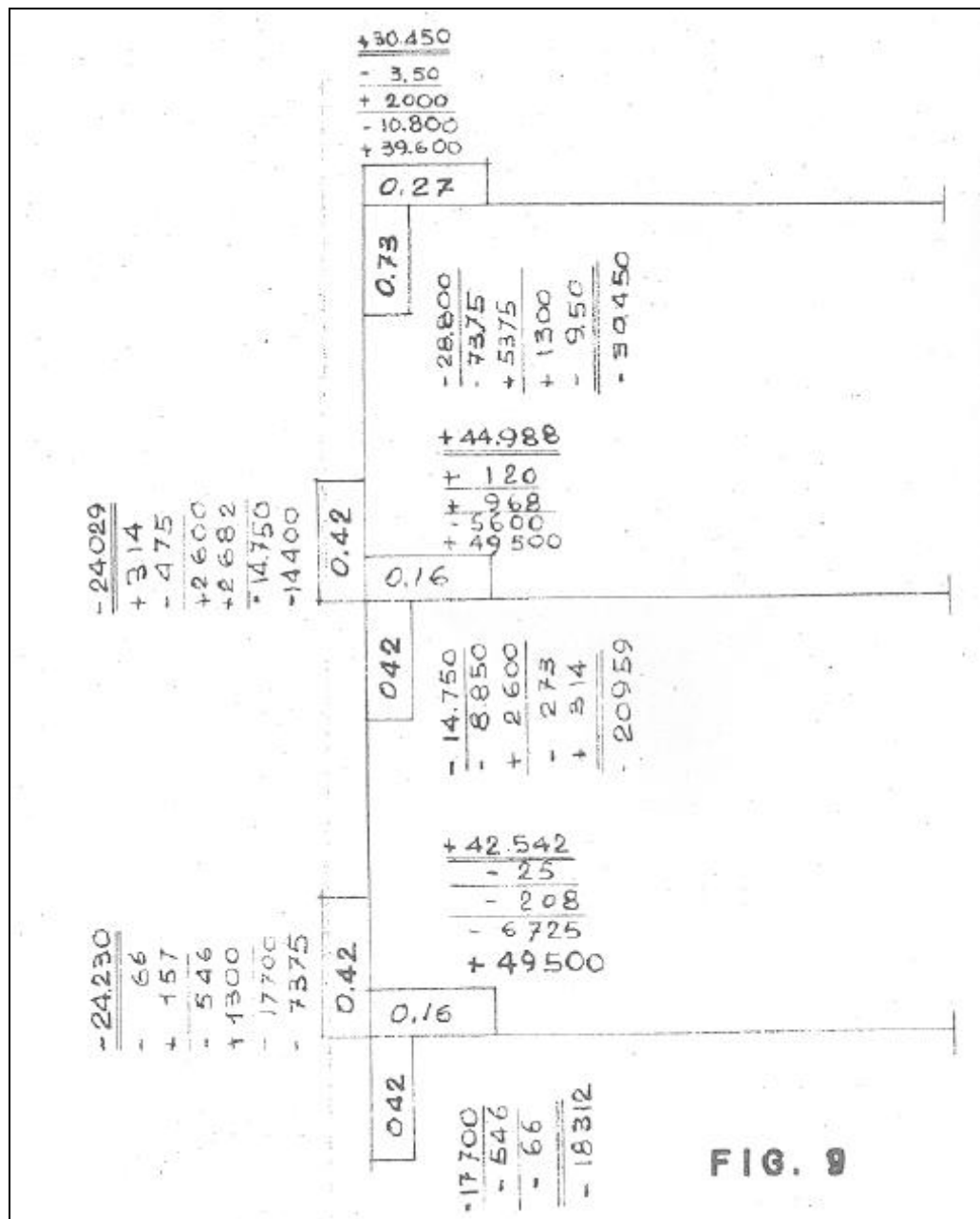


Figura .A.9 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

Els resultats els observem ja sumats a la figura, i d'aquesta manera obtenim els moments tant de pilars com de jàsseres a les unions. Aquestos valors estan expressats en m-Kg.



Per calcular els moments al centre de les jàsseres, fem el següent càlcul; Primer calculem el moment isostàtic de la barra per taules i considerant articulacions lliures als extrems (aquest moment serà el màxim):

$$M_{centre} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \quad (\text{eq. A.6})$$

O també podem calcular el moment isostàtic multiplicant el d'encastament perfecte dels extrems per 1,5 que és la relació entre 1/12 i 1/8 de les formules de moment d'encastament perfecte i moment isostàtic màxim respectivament.

**C r o s s**

Estableciendo las simplificaciones de estructura simétrica y carga simétrica, tenemos los resultados en la figura 9 y 10.

**Momentos isostáticos**

1,5 x 39.600 = 59.400 mKg.

1,5 x 49.500 = 74,250 mKg.

Figura .A.10 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

A la memòria de càlculs de l'ETSEIB hi ha un error en l'anterior punt, ja que els resultats apareixen a la figura 9, i no a la 10, ja que aquesta última fa referència a una altra estructura.

Tot seguit ja podem restar-li al moment isostàtic (que és el màxim del diagrama descrit pel moment sobre la barra) el moment hiperestàtic dels extrems, i d'aquesta manera trobar el moment al centre de la jàssera.



Per a la jàssera de la coberta:

|  |
|--|
| <p><b>Jácena azotea :</b> Momento en el centro <math>59.400 - 30.450 = 28.950 \text{ mKg}</math><br/> " en el extremo <math>30.450 \text{ mKg}</math>.</p> |
|--|

Figura .A.11 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

Per a la jàssera dels pisos:

|  |
|--|
| <p><b>Jácena entre plantas :</b><br/> Momento en el centro <math>74,250 - 44,988 = 29.262 \text{ mKg}</math>.<br/> " en el extremo con el redondeo del apoyo será :<br/> <math>M = 40.000 \text{ m/Kg}</math>.</p> |
|--|

Figura .A.12 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]

És curiós que a la memòria de càlculs solament calcula el moment per al centre de la jàssera del segon pis, quan el normal seria calcular-lo per a la del primer pis, ja que al tenir menys moment a la unió, el moment al centre és més desfavorable, i per tant seria l'indicat per a fer el càlcul posterior de l'armadura de la jàssera que serà comuna a les dues.

A part, acaba dient que el càlcul a l'extrem serà de 40.000 mKg (hi ha un error, ja que apareix m/Kg a més de mKg), quan al Cross hem vist que per a les dues jàsseres els moments eren clarament superiors, concretament de 44.988 mKg per a la de la segona planta, i 42.542 mKg per a la de la primera.

D'aquesta manera ja hem resolt el problema hiperestàtic de les jàsseres. Ara sols falta trobar el valor dels esforços normals sobre els pilars:

|  |
|--|
| <p><b><u>P i l a r e s</u></b><br/> <math display="block">N = \frac{12,80 \times 4,80 \times 600}{2} + \frac{12,80 \times 4,80 \times 450}{2} = 18400 + 13800 = 32,20</math></p> |
|--|

Figura .A.13 Memòria de càlculs de l'ETSEIB. [1]



A la Figura .A.13 apareix l'únic càlcul de l'esforç normal dels pilars, hi no es correcte per a cap dels tres pilars.

Els valors dels esforços normals dels pilars de totes les plantes tenint en compte el pes de les jàsseres serien aquestos:

$$N_{p2} = \frac{12,80 \cdot 4,80 \cdot 450}{2} + \frac{750 \cdot 12,8}{2} = 18,654 Tn \quad (\text{eq. A.6})$$

$$N_{p1} = \frac{12,80 \cdot 4,80 \cdot 600}{2} + \frac{12,80 \cdot 4,80 \cdot 450}{2} + \frac{750 \cdot 12,8}{2} \cdot 2 = 41,856 Tn \quad (\text{eq. A.7})$$

$$N_{pb} = 2 \cdot \frac{12,80 \cdot 4,80 \cdot 600}{2} + \frac{12,80 \cdot 4,80 \cdot 450}{2} + \frac{750 \cdot 12,8}{2} \cdot 3 = 65,088 Tn \quad (\text{eq. A.8})$$

Per tal de comprovar els resultats, utilitzem el programa de càlcul matricial d'estructures de barres anomenat Estruwin:

Les càrregues a aplicar seran:

$$q_{coberta} = 450 \cdot 4,8 + 750 = 2910 \text{ Kg} / m \quad (\text{eq. A.9})$$

$$q_{planta} = 600 \cdot 4,8 + 750 = 3630 \text{ Kg} / m \quad (\text{eq. A.10})$$



Aquesta imatge mostra la geometria introduïda i les càrregues aplicades:

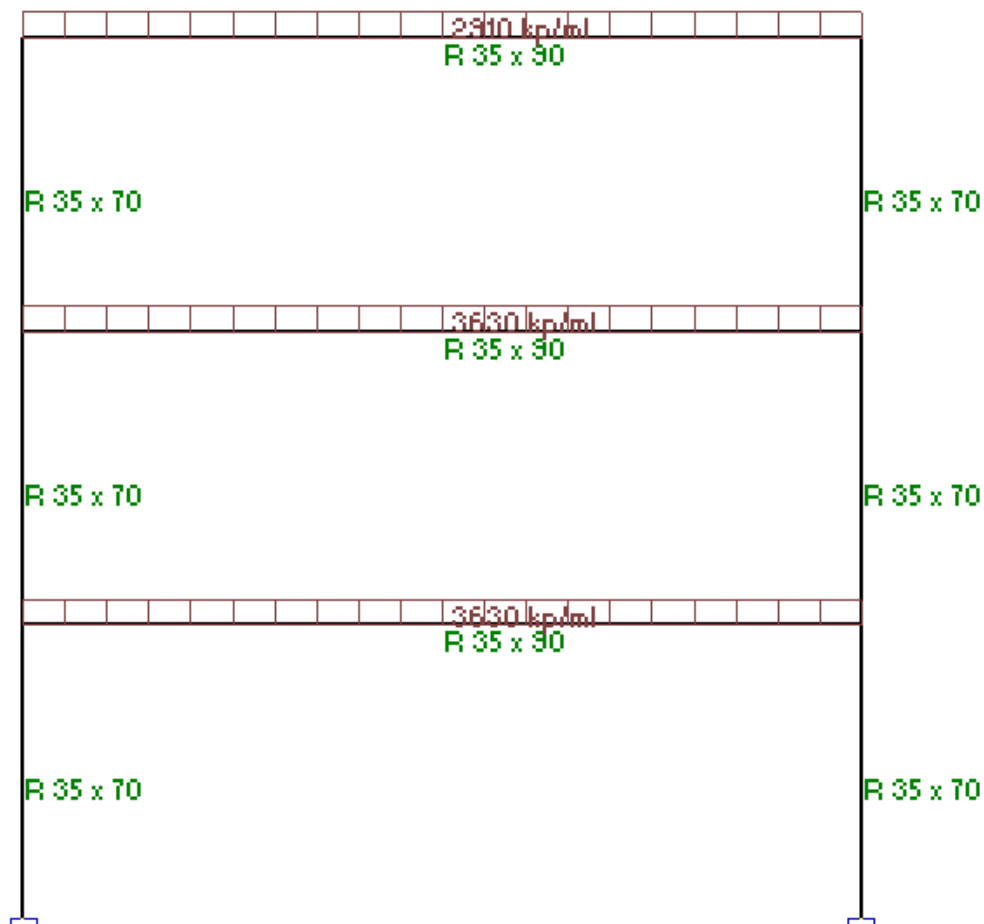


Figura .A.14 Geometria introduïda i les càrregues aplicades.

D'aquesta manera ja tenim tot el necessari per a que el programa faci el càlcul.



Diagrama resultant de moments flectors:

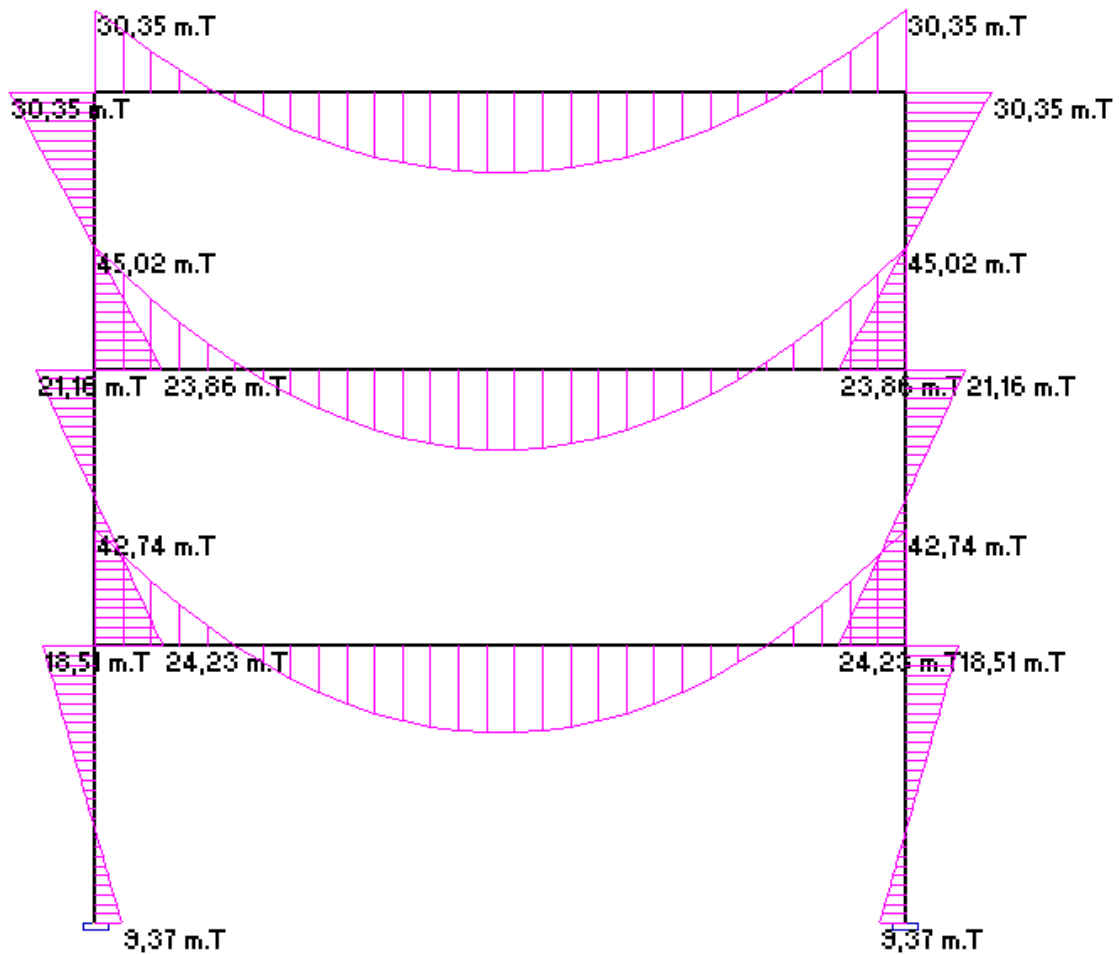


Figura .A.15 Diagrama resultant de moments flectors.

Els resultats concorden amb molta precisió, a mode d'exemple és verifica la precisió del moment a l'extrem de la jàssera del segon pis:

moment segons càlcul memòria amb el mètode de Cross: 44.988 m·Kg

moment segons càlcul amb Estruwin: 45.020 m·Kg



Diagrama d'esforços normals:

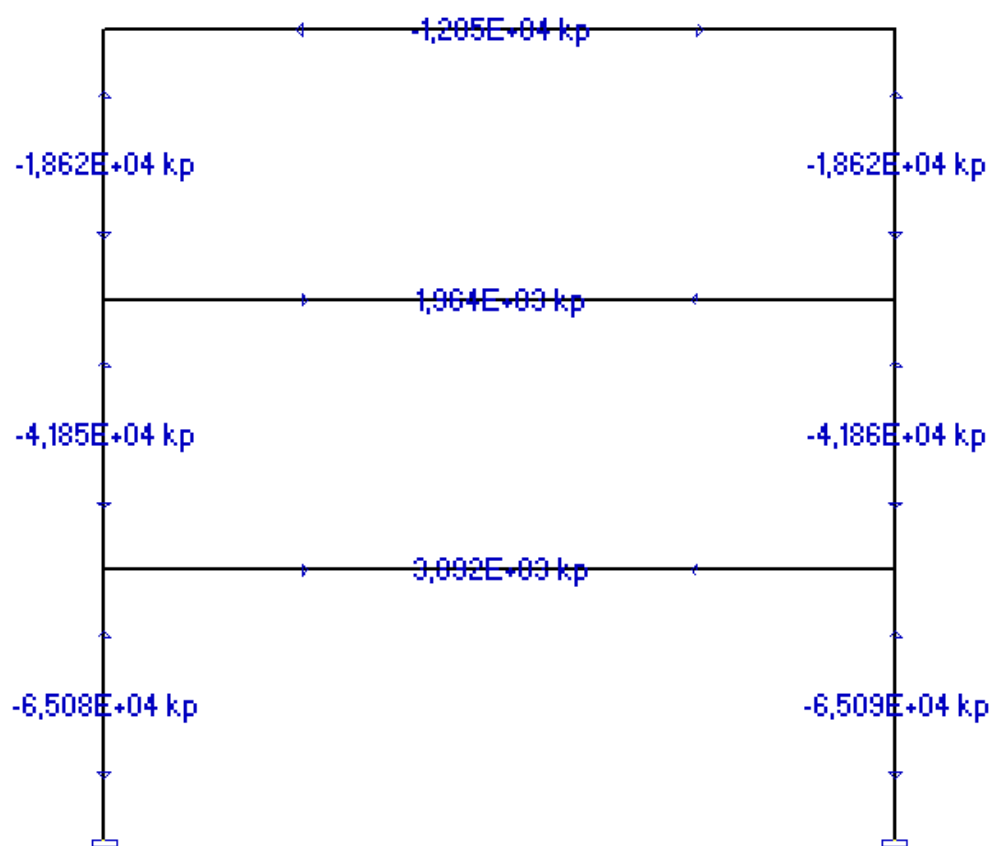


Figura .A.16 Diagrama d'esforços normals.

Els resultats concorden amb molta precisió, a mode d'exemple és verifica la precisió de l'esforç normal del pilar de la planta baixa:

esforç normal segons càlcul manual: 65,088 Tn

esforç normal segons càlcul amb Estruwin: 65,08 Tn





## B. Estructura i càlculs de l'ETSEIB.

### B.2. Estructura de l'ETSEIB.

Com ja s'ha comentat, la facultat constava de quatre tipologies estructurals ben diferenciades en el moment de ser projectada.

#### B.2.1. Estructura metàl·lica de les dues torres del cos d'aules principal:

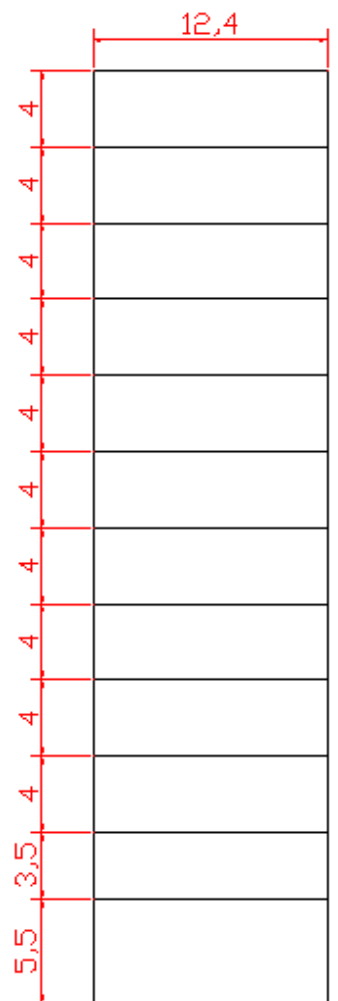


Figura B.1 Estructura d'una de les torres del cos d'aules. (cotes amb metres)

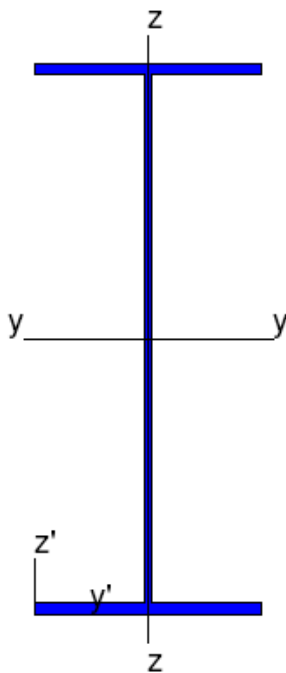
El cos d'aules consta d'un total d'onze plantes més coberta segons la memòria de càlculs, però en realitat les dues torres només consten de 10 plantes més coberta, el motiu d'aquest canvi en l'estructura no consta en cap lloc.



Aquests pòrtics són d'estructura metàl·lica amb sistema de pòrtics modulats separats entre si 6,4m. La Figura B.1 mostra un d'aquests pòrtics amb les seves cotes.

Segons la memòria de càlcul aquests són els perfils dimensionats per al pòrtic en qüestió:

**Jàssera comuna a totes les plantes:**



Aquesta està formada per una ànima 700x10mm i unes ales de 300x15 mm unides amb cordó de soldadura, constituint així un cantell total de 730mm.

La seva inèrcia respecte l'eix fort (y) és de  $143625,8 \text{ cm}^4$  segons càlcul.

Figura B.2 Jàssera del pòrtic del cos d'aules.

A la memòria de càlculs no hi consta en lloc, però a una de les fotografies fetes durant l'aixecament de les dues torres del cos d'aules, s'aprecia com les jàsseres tenen rigiditzadors per tal de reforçar l'ànima i evitar-ne l'abonyegament, concretament 10 rigiditzadors per jàssera.



Figura B.3 Detall dels rigiditzadors de la jàssera del cos d'aules. [5]



**Pilar planta baixa, 1a i 2a:**

Aquest, al igual que la jàssera anterior, també està format unint perfils amb cordó de soldadura. Està format per quatre perfils L 150x15, dues plaques de 320x20, i dues més de 428x20, amb un cantell total de 500mm. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $163330 \text{ cm}^4$  segons càlcul.

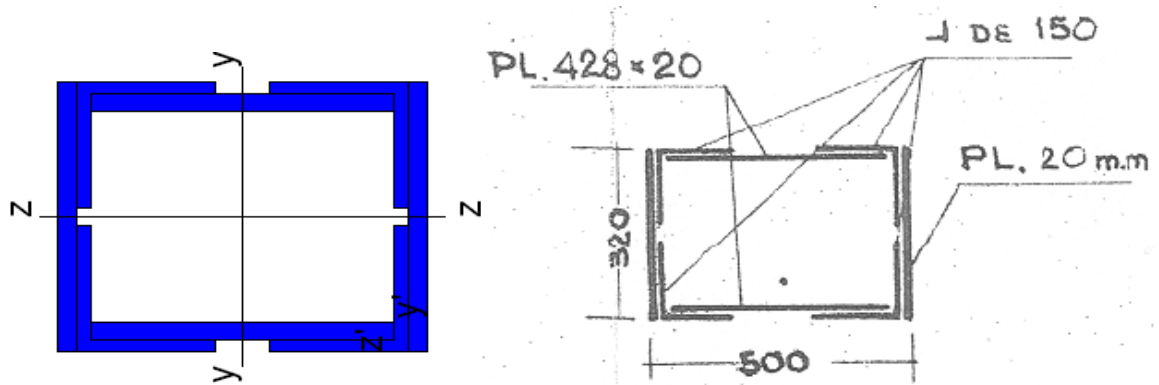


Figura B.4 Pilar planta baixa, 1a i 2a. [1]

**Pilar planta 3a, 4a, 5a i 6a:**

Aquest també es confecciona unint perfils amb cordó de soldadura. Està format per quatre perfils L 150x15, dues plaques de 320x20, i dues més de 328x20, amb un cantell total de 400mm. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $93740 \text{ cm}^4$  segons càlcul.

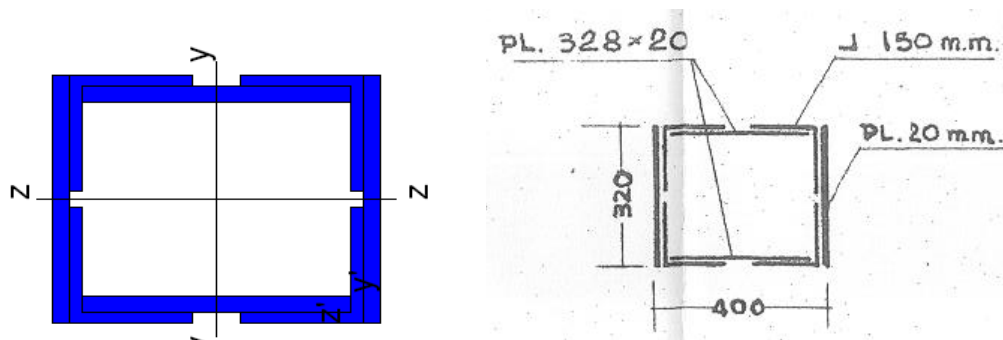


Figura B.5 Pilar planta 3a, 4a, 5a i 6a. [1]



### Pilar planta 7a, 8a, 9a, 10a i 11a:

Aquest també es confecciona unint perfils amb cordó de soldadura. Està format per quatre perfils L 150x12, dues plaques de 320x15, i dues més de 272x15, amb un cantell total de 330mm. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de 48006 cm<sup>4</sup> segons càlcul.

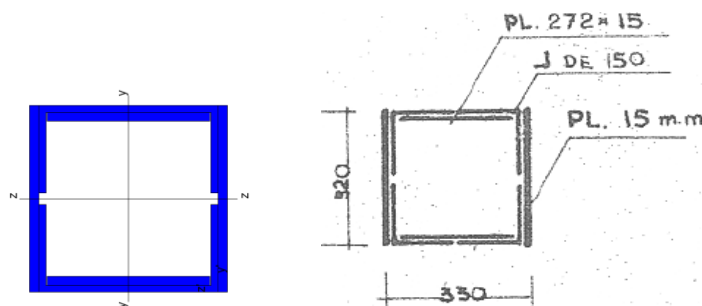
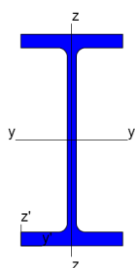


Figura B.6 Pilar planta 7a, 8a, 9a, 10a i 11a. [1]

A la realitat s'observa que els perfils dels tres tipus de pilars citats anteriorment estan construïts d'una manera diferent a la que consta als plànols. Es pot deduir que com el perfil exterior és completament pla als seus 4 costats, els perfils L que serveixen per donar forma rectangular a la secció, estan soldats per l'interior d'aquest, deixant les platabandes laterals a l'exterior. A part s'observen petites diferències en les mides exteriors d'aquests, ja que en lloc de 32 cm d'amplada a la realitat se'n mesuren 34 cm. Aquests canvis podien venir soferts per la facilitat de muntatge del pilars al taller, i sense afectar significativament al càlcul.

### Jàssera unió cos aules:



Aquesta jássera és un IPN 120, sent aquest un dels pocs perfils normalitzats utilitzat en la construcció de la facultat. La seva inèrcia respecte l'eix y és de 328 cm<sup>4</sup>.

Figura B.7 Jássera unió cos aules.

A la memòria no consta en cap lloc el càlcul, però a la realitat s'aprecia que els pilars interiors dels pòrtics de les dues torres que serveixen per suportar l'estructura del cos d'unió d'aules són perfils diferents als utilitzats en els pòrtics tipus.

Concretament és llisten a la taula B-1 els perfils per planta, tenint en compte que la secció del perfil no es pot saber de cap altra manera que seccionant-lo, per tant només es compara el perímetre exterior del perfil. Les plantes de la taula indiquen la planta relativa a la torre, per tant una menys que tal i com estan numerades a l'escola.



| Planta del pilar                | cantell (cm) | amplada (cm) |
|---------------------------------|--------------|--------------|
| planta baixa, 1a                | 50           | 34           |
| planta 2a i 3a.                 | 47,5         | 34           |
| planta 4a,5a,6a,7a,8a,9a i 10a. | 40           | 34           |

---

taula B-1 Perímetres dels pilars que suporten el cos d'unió de les dues torres.

A la Figura B.8 es pot apreciar la comprovació del cantell d'un dels pilars dels pòrtics d'aules que suporten el cos d'unió de les dues torres. Concretament és el pilar de la primera planta de les torres, la segona tal i com estan numerades tenint en compte la planta del bar.




---

Figura B.8 Detall de la comprovació del cantell d'un pilar.

A la següent fotografia, a la part superior esquerra del pilar, s'aprecia el canvi de secció d'aquest, on apareixen soldades dues platabandes als laterals per donar-li més inèrcia respecte l'eix fort. Concretament és tracta de la tercera planta de les torres, la quarta global tenint en compte la planta del bar.





Figura B.9 Detall del canvi de secció de 40 cm a 47,5 cm de cantell.

### B.2.2. Estructura dels laboratoris de formigó:

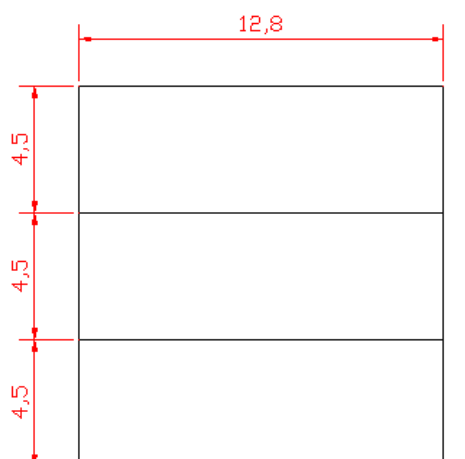


Figura B.10 Estructura dels laboratoris de formigó.

Aquest es construeix amb pòrtics modulars de formigó armat de jàsseres de 90x35 cm i pilars de 35x70 cm. Amb una separació entre pòrtics de 4,80 metres entre ells.



### B.2.3. Estructura dels laboratoris metàl·lics:

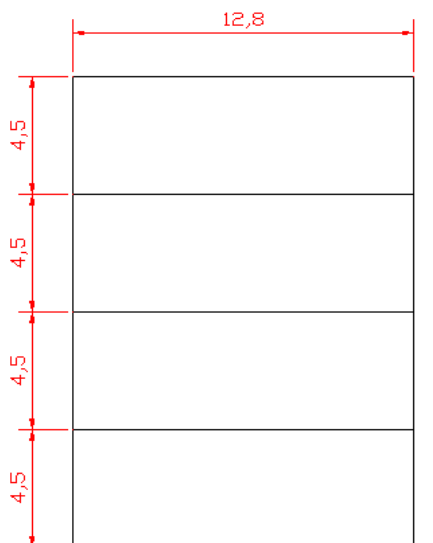
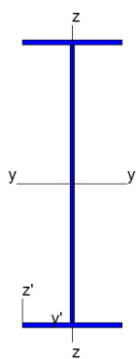


Figura B.11 Estructura dels laboratoris metàl·lics.

Aquest es construeix amb pòrtics modulars d'estructura metàl·lica separats entre si 4,8 metres.

Segons la memòria de càlcul aquests són els perfils dimensionats per al pòrtic en qüestió:

#### Jàssera del pòrtic:



Aquesta està formada per una ànima 700x10mm i unes ales de 250x12 mm unides amb cordó de soldadura, constituint així un cantell total de 724mm.

La seva inèrcia respecte l'eix fort (y) és de  $104632,1 \text{ cm}^4$  segons càlcul.

Figura B.12 Jàssera del pòrtic.

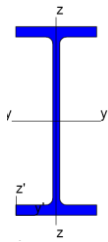
El pilar d'aquest pòrtic és exactament igual que el pilar de les plantes 7a, 8a, 9a, 10a i 11a del cos d'aules de les dues torres, i és detalla en l'apartat anterior on s'especifiquen els perfils de les dues torres.



### B.2.4. Estructura metàl·lica del cos d'administració:

Al cos d'administració no trobem una única tipologia de pòrtic com en els edificis citats fins al moment. A la memòria de càlculs si fa referència a quatre jàsseres tipus diferents i quatre pilars tipus diferents, tot seguit és llisten aquests perfils. El que si que es dedueix dels càlculs del forjat és que els diferents pòrtics tipus estan a una distància de 6,4 m.

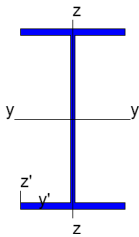
#### Jàssera tipus 1:



Perfil tipus IPN 280, amb una inèrcia respecte y de  $7590 \text{ cm}^4$ . Amb una llum de 4,8m.

Figura B.13 Jàssera tipus 1.

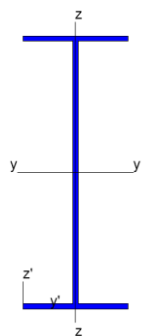
#### Jàssera tipus 2:



Aquesta està formada per una ànima  $400 \times 10 \text{ mm}$  i unes ales de  $250 \times 15 \text{ mm}$  unides amb cordó de soldadura, constituint així un cantell total de  $430 \text{ mm}$ . La seva inèrcia respecte l'eix fort (y) és de  $37639 \text{ cm}^4$  segons càlcul. Amb una llum de 8m.

Figura B.14 Jàssera tipus 2.

#### Jàssera tipus 3:

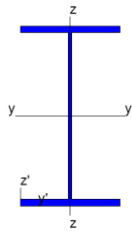


Aquesta està formada per una ànima  $750 \times 15 \text{ mm}$  i unes ales de  $300 \times 15 \text{ mm}$  unides amb cordó de soldadura, constituint així un cantell total de  $780 \text{ mm}$ . La seva inèrcia respecte l'eix fort (y) és de  $184427 \text{ cm}^4$  segons càlcul. Amb una llum de 14,4 m.

Figura B.15 Jàssera tipus 3.



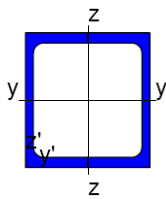


**Jàssera tipus 4:**

Aquesta està formada per una ànima 500x10 mm i unes ales de 300x20 mm unides amb cordó de soldadura, constituint així un cantell total de 540mm. La seva inèrcia respecte l'eix fort (y) és de  $91577 \text{ cm}^4$  segons càlcul. Amb una llum de 14,4 m.

---

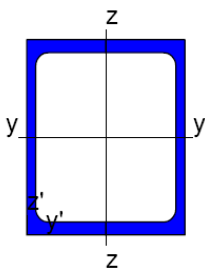
Figura B.16 Jàssera tipus 4.

**Pilar tipus a:**

Aquest està format per dos perfils UPN 120 units amb cordó de soldadura. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $740 \text{ cm}^4$ .

---

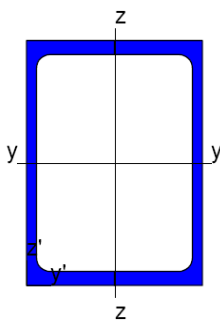
Figura B.17 Pilar tipus a.

**Pilar tipus b:**

Aquest està format per dos perfils UPN 160 units amb cordó de soldadura. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $1878,6 \text{ cm}^4$ .

---

Figura B.18 Pilar tipus a.

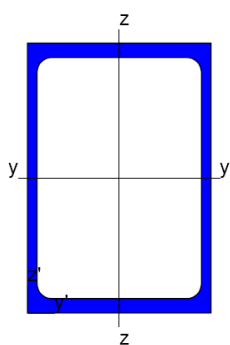
**Pilar tipus c:**

Aquest està format per dos perfils UPN 220 units amb cordó de soldadura. Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $5463 \text{ cm}^4$ .

---

Figura B.19 Pilar tipus c.



**Pilar tipus d:**

Aquest està format per dos perfils UPN 280 units amb cordó de soldadura.  
Amb una inèrcia total respecte l'eix y de  $12560 \text{ cm}^4$ .

---

Figura B.20    Pilar tipus d.



### B.3. Dimensionat dels pòrtics dels diferents edificis.

Segons la memòria de càlculs de l'ETSEIB, es consideren aquestes càrregues per al dimensionament de l'estructura dels edificis:

|                                 |     |                              |
|---------------------------------|-----|------------------------------|
| <u>Forjado entre pórticos :</u> |     |                              |
| Carga por metro cuadrado :      |     |                              |
| Pavimento                       | 60  | Kg/m <sup>2</sup>            |
| Forjado                         | 160 | "                            |
| Cieloraso                       | 30  | "                            |
|                                 | 250 | } = $\frac{250}{350} = 0.71$ |
| Sobrecarga                      | 350 |                              |
| Carga Total                     | 600 | Kg/m <sup>2</sup>            |

Figura B.21 Sobrecàrregues d'ús. [1]

Així s'usa càrrega de 600 Kg/m<sup>2</sup> per a les aules, i tal com es vorà posteriorment als càlculs, per a les cobertes s'utilitza una càrrega de 470 Kg/m<sup>2</sup> per a les torres d'aules, i de 450 Kg/m<sup>2</sup> per a la resta. L'autor dels càlculs no fa referència a cap normativa alhora d'aplicar la sobrecàrrega, però comparant amb els valors de sobrecàrregues d'ús segons el Decret 11/03/1941, observem que al no considerar els cas d'aules concretament, es pot fer una estimació entre l'ús per a edificis públics, i l'ús per a sales d'espectacle, justificant així de manera aproximada els 350 Kg/m<sup>2</sup> que usa l'arquitecte.

| ús                  | sobrecàrrega(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|----------------------------------|
| vivendes            | 150 - 200                        |
| oficines            | 200 - 250                        |
| edificis públics    | 250 - 300                        |
| sales d'espectacles | 400 - 500                        |
| garatges            | 350 - 400                        |
| cobertes            | 150                              |

taula B-2 Sobrecàrregues d'ús segons Decret 11/03/1941.



### B.3.1. Dimensionat dels pòrtics de l'estructura metàl·lica del cos d'aules:

Per al càlcul dels esforços originats per les càrregues horitzontals l'arquitecte usa el mètode de Cross, ja que es tracta d'una construcció amb 11 plantes més coberta, i per tant amb envergadura suficient com per justificar tots els esforços de càlcul possibles per tal d'optimitzar-la. En canvi, per calcular els esforços que rep l'estructura sota les càrregues horitzontals del vent l'autor dels càlculs usa formules directes per tal de no tenir que resoldre tots els estats paramètrics derivats de les 11 plantes.

A la Figura B.22 observem les inèrcies de tots els perfils utilitzats per l'arquitecte.

|  |       |        |      |                          |
|--|-------|--------|------|--------------------------|
| Se parte de una jácena de $I = 217.000 \text{ cm}^4$ |       |        |      |                          |
|  | Pilar | planta | baja | $I = 163.111 \text{ ''}$ |
|  | "     | "      | 1ª   | $I = 163.111 \text{ ''}$ |
|  | "     | "      | 2ª   | $I = 163.111 \text{ ''}$ |
|  | "     | "      | 3ª   | $I = 92.153 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 4ª   | $I = 92.153 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 5ª   | $I = 92.153 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 6ª   | $I = 92.153 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 7ª   | $I = 41.320 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 8ª   | $I = 41.320 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 9ª   | $I = 41.320 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 10ª  | $I = 41.320 \text{ ''}$  |
|  | "     | "      | 11ª  | $I = 41.320 \text{ ''}$  |

Figura B.22 Rigideses segons [1]



Per tal de començar el procediment per aplicar el mètode de Cross, tot seguit l'arquitecte calcula les rigideses dels elements, corregint la de la Jàssera per tal d'aplicar simetria d'estructura:

| <u>R i g i d e s s :</u> |                        |   |     |   |                   |
|--------------------------|------------------------|---|-----|---|-------------------|
| Jácena                   | $\frac{217.000}{1240}$ | = | 175 | ≈ | 1,70 virtual 0,85 |
| Pilar planta baja        | $\frac{163.111}{550}$  | = | 297 | ≈ | 2,79              |
| Pilar planta 1ª          | $\frac{163.111}{350}$  | = | 467 | ≈ | 4,55              |
| Pilar planta 2ª          | $\frac{163.111}{400}$  | = | 407 | ≈ | 3,96              |
| " " 3ª a 7ª              | $\frac{92.153}{400}$   | = | 230 | ≈ | 2,24              |
| " " 7ª a 11ª             | $\frac{41.320}{400}$   | = | 103 | ≈ | 1,-               |

Figura B.23 Rigideses dels perfils. [1]

El següent pas és calcular els moments d'encastament perfecte per a la coberta i per a les aules respectivament, usant un factor de conversió per tal de simplificar el procediment de Cross. Cal recordar que la separació entre pòrtics és de 6,4m i la llum de la jàssera de 12,4m:

Cargas verticales .

Pares de empotramiento perfecto :

$$M_{12} = \frac{1}{12} 470 \times 6,40 \times \frac{12,4^2}{2} = 38.430 \text{ m Kg. } \approx 75$$

$$M = \frac{1}{12} 600 \times 6,40 \times \frac{12,4^2}{2} = 51.240 \text{ mKg. } \approx 100$$

Figura B.24 Moments d'encastament perfecte. [1]

L'arquitecte fa menció de les simplificacions usades degut a la simetria d'estructura i de càrrega, usant la pertinent rigidesa virtual per a les jàsseres, i comença el càlcul:



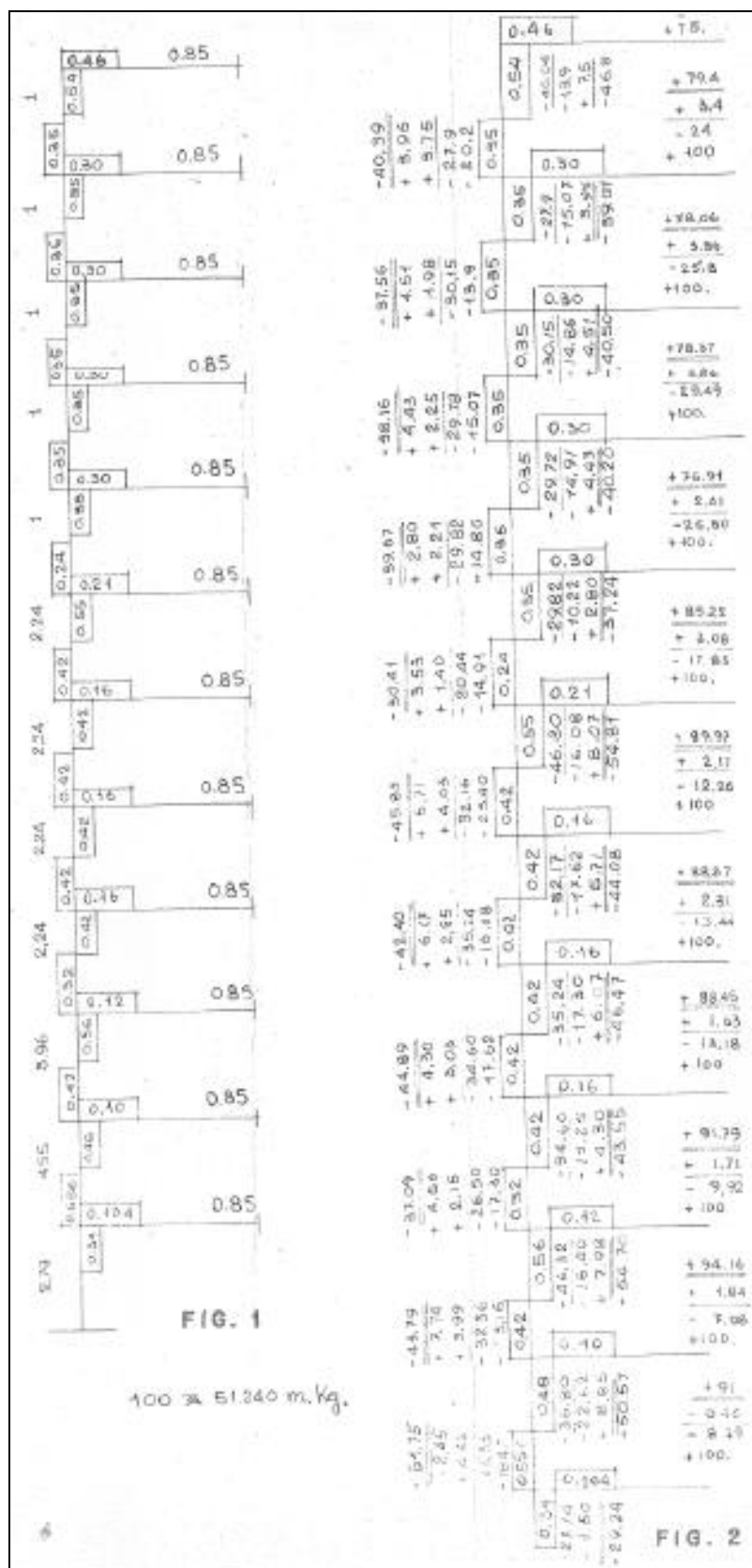


Figura B.25 Rigideses, coeficients de repartiment i repartiment d'esforços. [1]



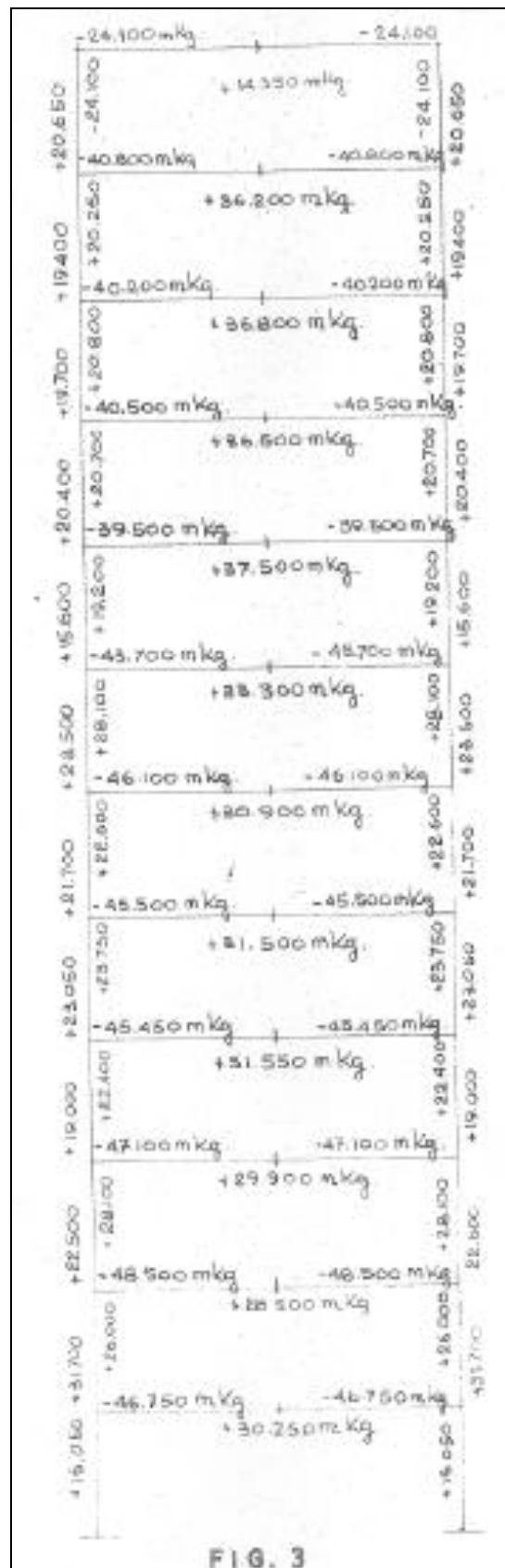


Figura B.26 Repartiment final de moments flectors. [1]



Per contrastar els resultats és planteja el problema amb el programa Estruwin (per poder visualitzar correctament els resultats és divideix la imatge ambdues parts). Les càrregues aplicades són de 3008 Kg/ml en la coberta i 3840 Kg/ml en les plantes.

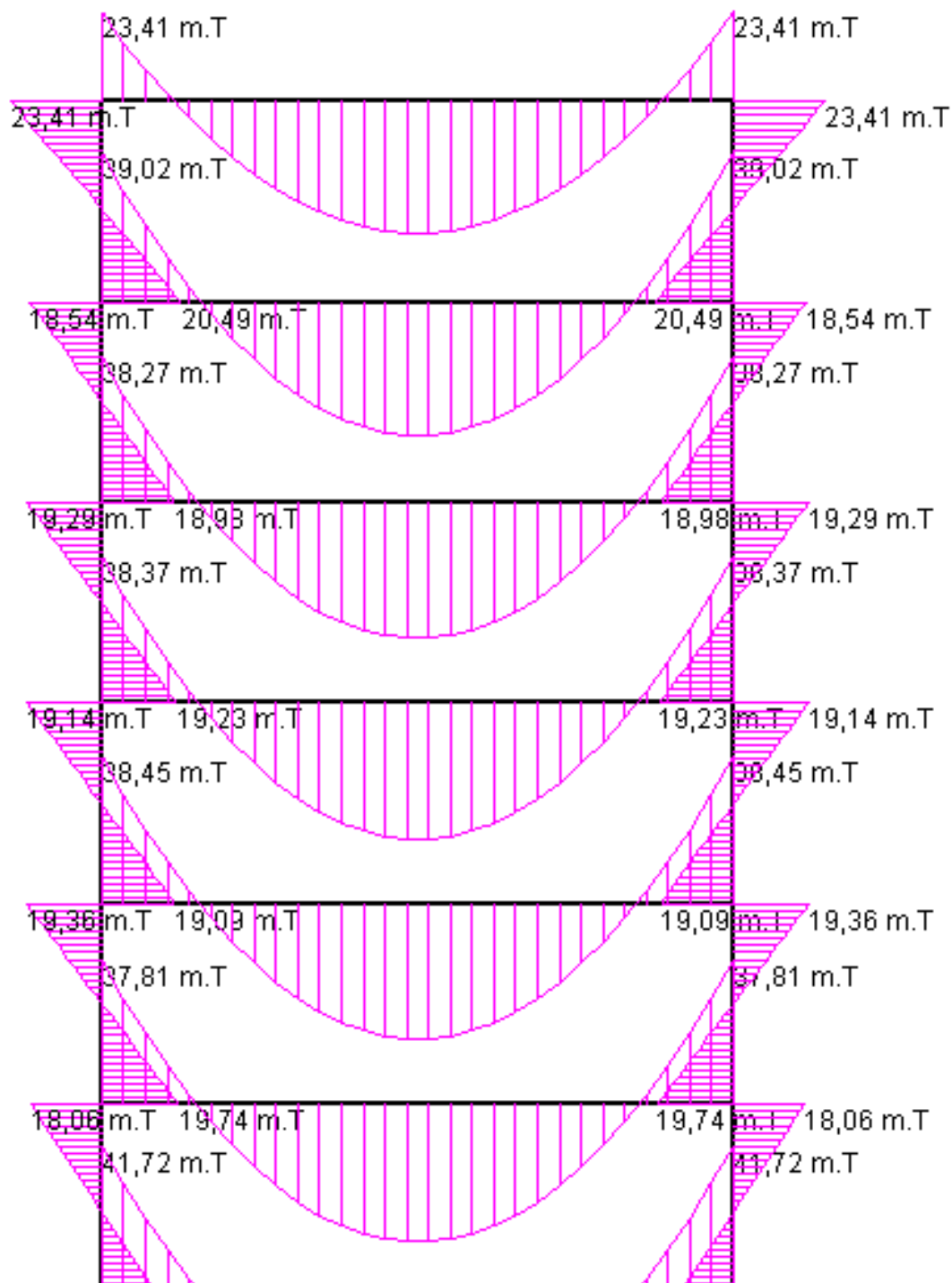


Figura B.27 Resultats moments flectors part 1. Planta coberta, 11a, 10a, 9a, 8a, 7a, 6a.





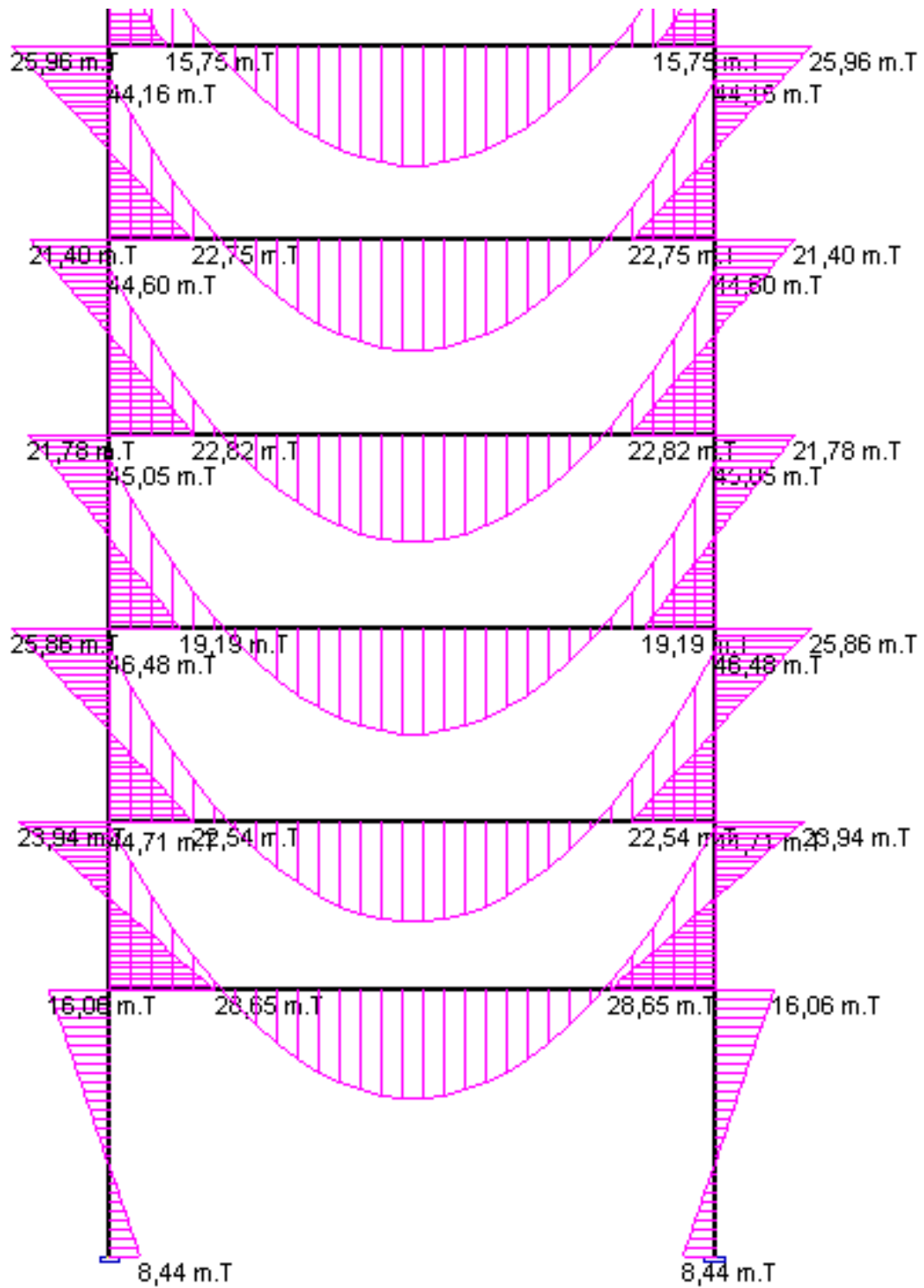


Figura B.28 Resultats moments flectors part 2. Planta 5a, 4a, 3a, 2a, 1a i planta baixa.



Els resultats no són idèntics als calculats amb l'ESTRUWIN que els calculats per l'arquitecte a la memòria, però si que més o menys estan tots dintre d'un interval d'un 10% d'error. Majoritàriament podem atribuir aquest error als arrodoniments fets durant els repartiment de moments al mètode manual usat per l'arquitecte, així com a la precisió atribuïda al mètode de Cross, ja que es tracta d'un mètode iteratiu.

Per tal de calcular els efectes del vent, l'arquitecte considera una càrrega de  $150 \text{ kg/m}^2$ . I fa el repartiment de càrregues puntuals als nusos, tenint en compte que l'altura del pilar és de 4 metres i la separació entre pòrtics de 6,4m (A la memòria hi ha un error, el 6,2 és un 6,4, el resultat és correcte).

Efecto del viento (Fig. 4)

Carga =  $150 \text{ Kg/m}^2$  luego por nudo  $150 \times 4 \times 6,20 = 3840 \text{ Kg}$

Figura B.29 Càlcul de la càrrega puntual. (Hi ha un error, 6,2 és un 6,4). [1]

Quedant repartits d'aquesta manera:

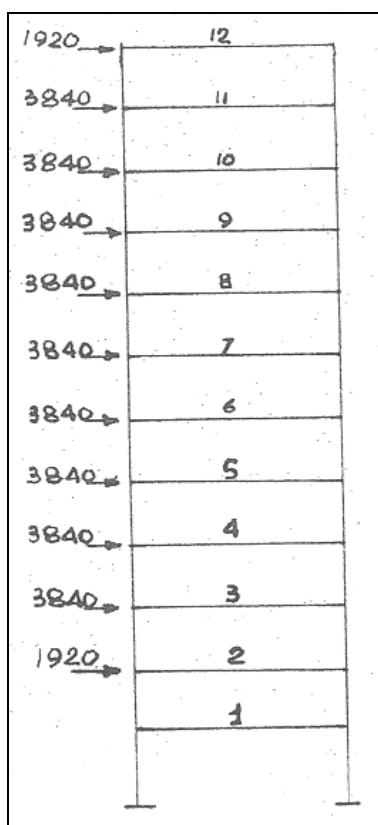


Figura B.30 Esforços horitzontals deguts al vent. [1]



Llavors calcula els esforços màxims del moment flector causat pel vent sobre cada tipologia de pilar, fent el càlcul al perfil tipus més baix de cada tram per tal de dimensionar posteriorment amb el cas més desfavorable. Cal recordar que els canvis de pilar es fan a la planta tercera i setima.

|                                   |                                   |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Momento debajo jácena planta baja |                                   |
| $\frac{38.400 \times 2}{4} =$     | $\underline{19.200 \text{ mKg.}}$ |
| Momento debajo jácena planta 4ª   |                                   |
| $\frac{28.800 \times 2}{4} =$     | $\underline{14.400 \text{ mKg.}}$ |
| Momento debajo jácena planta 8ª   |                                   |
| $\frac{13.440 \times 2}{4} =$     | $\underline{6.720 \text{ mKg.}}$  |

Figura B.31 Casos més desfavorables d'esforços causats pel vent sobre els pilars tipus. [1]

La formula utilitzada per calcular el moment màxim del pilar sota els efectes del vent segurament prové d'algun llibre de l'època sobre càlcul de pòrtics.

Cal destacar que reparteix l'esforç provocat pel vent només entre els pilars, fent que les jàsseres transmetin integrament tot el moment als pilars de sotavent.



Un cop ja calculats tots els esforços que s'aplicaran a l'estructura es passa a comprovar que els perfils escollits resisteixin aquests esforços.

Primer es comprova la jàssera del cos d'aules, buscant el màxim moment que ha de suportar aquesta d'entre totes les jàsseres de les 11 plantes més coberta, per posteriorment comprovar la tensió màxima aplicada. La tensió màxima és  $1230 \text{ Kg/cm}^2$ , hi ha un error d'unitats.

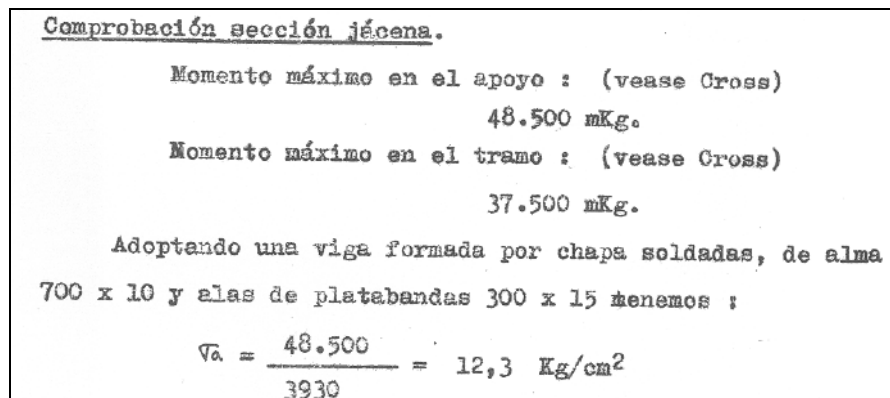


Figura B.32 Comprovació jàssera cos aules. [1]

Analitzant el pòrtic amb l'ESTRUWIN amb tots els esforços aplicats, càrregues verticals i horitzontals, s'obté que la jàssera més sotmesa és la jàssera de la segona planta amb  $115,91 \cdot 10^3 \text{ Kp}\cdot\text{m}$ .

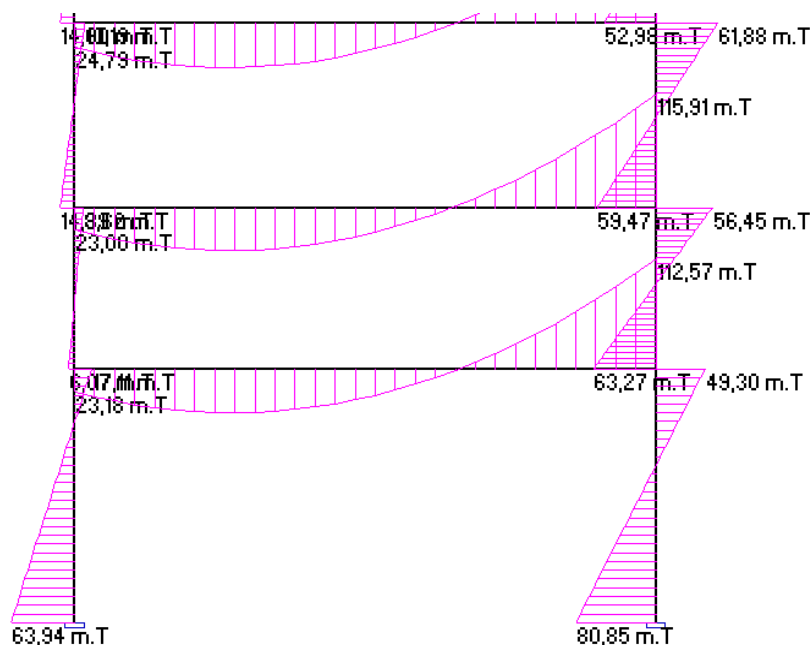


Figura B.33 Vista parcial del diagrama de moments amb tots els esforços aplicats.



Aquest moment màxim calculat per a la jàssera més exigida, és clarament superior al que podria aguantar:

$$\sigma_a = \frac{11591000}{3930} = 2949,36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{eq. B.1})$$

Evidentment aquest valor d'esforç no es representatiu, ja que no s'han aplicat els coeficients de minoració de càrrega per fer les combinacions probabilístiques que avui en dia marca la normativa.

Aquest valor ens serveix per veure que l'arquitecte fa uns càlculs molt ajustats, que serien difícilment justificables avui en dia, però que a la vista està que l'edifici ha resistit tots aquests anys, en que probablement s'hagin donat totes les combinacions possibles que si podrien donar estadísticament, per tant es dedueix que l'estructura està ben calculada.

Per als pilars és comprova que resisteixin la combinació d'esforços provocats pel moment flector i l'esforç normal.

Des de fonaments a planta tercera:

Comprobación sección pilares.

Desde cimientos a planta 3ª (fig. 5)

Momento resistente :

$$W = 7.360 \text{ cm}^3$$

Momento máximo combinado :

$$M = 31.700 + 19.200 = 50900 \text{ mKg.}$$

Carga máxima :

$$N_{12} = 379.000 + 61.150 - 90.285 = 349.865 \text{ Kg.}$$

Luego el coeficiente de trabajo será :

$$\sigma = \frac{349.865}{482} + \frac{5090000}{7.360} = 725 + 690 = 1.415 \text{ Kg/cm}^2$$

admisible para un esfuerzo combinado.

Figura B.34 Comprovació pilars planta baixa fins 3ª. [1]

El moment total resulta de la suma directa del moment calculat pel Cross provocat per les càrregues verticals, i del moment provocat pel vent sobre el pilar.



A la Figura B.33 també s'observa que el pilar més exigít és el de la planta baixa a sota vent, amb un moment total de  $80,85 \cdot 10^3$  Kp·m. A part, del càlcul amb l'Estruwin també obtenim que l'esforç normal és de 358400 Kp, que és lleugerament superior al calculat per l'arquitecte degut a que ell va calcular l'esforç normal amb l'edifici absent de la càrrega de vent que fa carregar més els pilars de sotavent. Per tant un cop més els càlculs de l'arquitecte estan pel costat del risc. Es comprova la resistència del pilar amb els esforços calculats amb l'Estruwin:

$$\sigma_a = \frac{358400}{482} + \frac{8085000}{7360} = 1842,07 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{eq. B.2})$$

També observem un esforç excessiu del pilar de la planta baixa. Que es justifica de la mateixa manera que per a la jàssera.

Des de planta tercera a planta vuitena (el 36.800 en realitat és 3.680.000, el resultat es correcte):

Desde planta 3ª a 8ª (Fig.6)

Modulo resistente :

$$W = \frac{92.153}{20} = 4.607 \text{ cm}^3$$

Momento máximo combinado :

$$M = 22.400 + 14.400 = 36.800 \text{ mKg.}$$

Carga máxima

$$Nq = 262.987 + 49.200 - 62.505 = 249.482 \text{ Kg.}$$

Luego el coeficiente de trabajo será:

$$\sigma_a = \frac{249.482}{452} + \frac{36.800}{4607} = 1375 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura B.35 Comprovació pilars planta 3a a 8a. [1]

A la Figura B.36 s'observa que el pilar més exigít del segon grup de perfils és el de la quarta planta, amb un moment total de  $54,08 \cdot 10^3$  Kp·m i un esforç normal de 220800 Kp. Per tant un cop més els càlculs de l'arquitecte estan pel costat del risc.



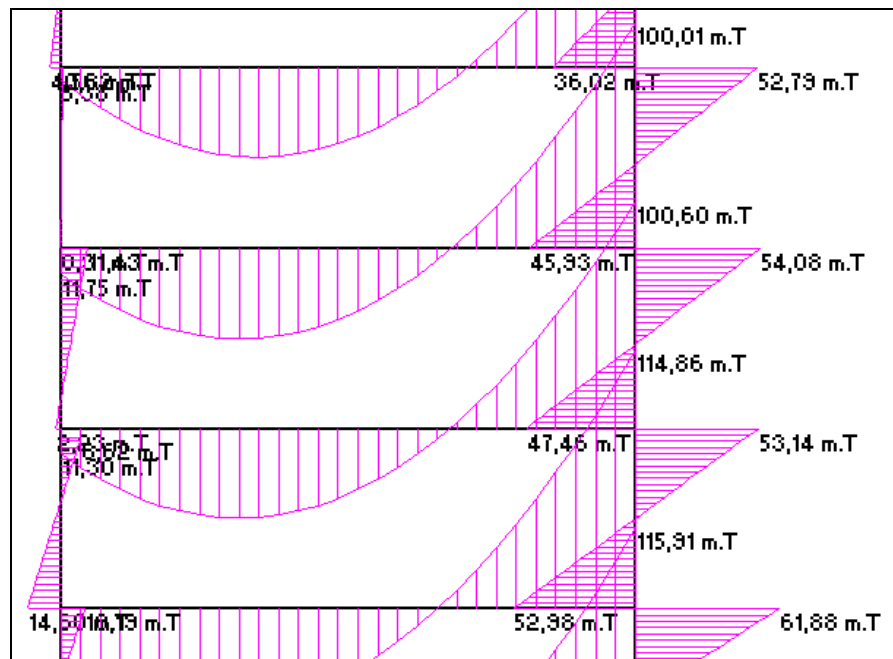


Figura B.36 Moments amb tots els esforços aplicats.

Amb aquests resultats calculem novament la tensió de treball del pilar, on veiem que és excessiva:

$$\sigma_a = \frac{220800}{452} + \frac{5408000}{4607} = 1662,36 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{eq. B.3})$$

Des de planta vuitena a coberta:

Desde la planta 8ª a la 12ª (Fig. 7)

Modulo resistente :

$$W = \frac{44.311}{16,5} = 2620 \text{ cm}^3$$

Momento máximo combinado :

$$M = 20.700 + 6720 = 27420 \text{ mKg.}$$

Carga máxima :

$$N = 133.283 + 24.600 - 27.778 = 130.105 \text{ Kg.}$$

Luego el coeficiente de trabajo será :

$$\sigma_a = \frac{130.105}{317,6} + \frac{2.742.000}{2620} = 1.475 \text{ Kg/cm}^2$$

admisible para esfuerzos combinados.

Figura B.37 Comprovació pilars planta 8a a coberta. [1]



A la Figura B.38 s'observa que el pilar més exigít del segon grup de perfils és el de la vuitena plata, amb un moment total de  $33,20 \cdot 10^3$  Kp·m i un esforç normal de 97840 Kp. Per tant un cop més els càlculs de l'arquitecte estan pel costat del risc.

$$\sigma_a = \frac{97840}{317,6} + \frac{3320000}{2620} = 1575,23 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{eq. B.4})$$

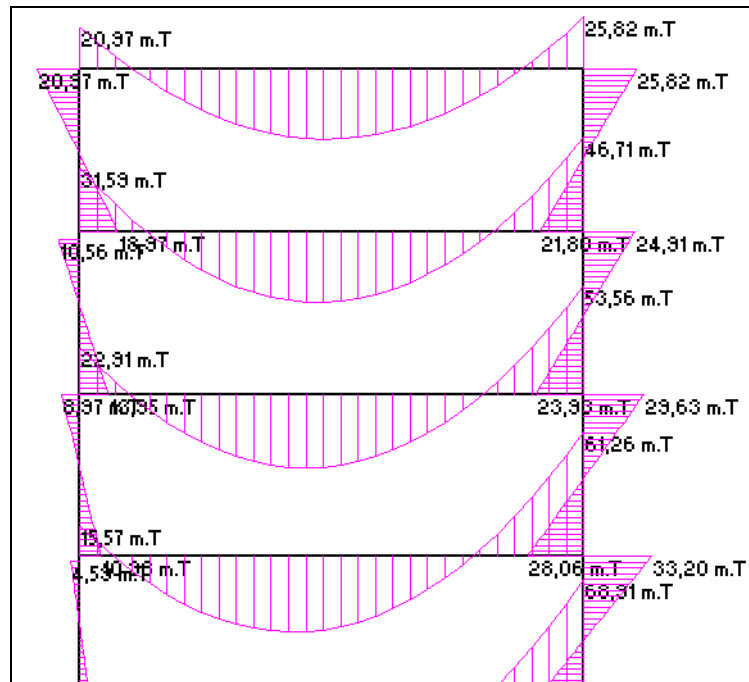


Figura B.38 Moments amb tots els esforços aplicats.

S'ha comprovat que els esforços que exerceixen totes les càrregues aplicades alhora sobre els pilars són superiors als que poden resistir, però es justifica la seva resistència degut a l'explicat per al cas de la jàssera.





Per últim es calcula la jàssera escollida per a la unió de les dues torres del cos d'aules, aquesta serà una biga continua de 12 trams amb 1,6 metres de llum cada tram. Aquest cos d'unió el formen dos pòrtics separats 5,80 metres, per tant es reparteixen la càrrega uniformement repartida de  $600 \text{ Kg/m}^2$ , a part cal sumar la càrrega que suposa la paret exterior.

Jáceras de unión Cuerpos Aulas

viga continua de 12 tramos y de 1,60 mt. de luz.

Carga por m.l.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pared} \quad \frac{1}{2} 5,80 \times 600 = 1.740 \text{Kg.} \\ 1300 \times 0,20 \times 2 = 520 \text{Kg.} \end{array} \right\} \frac{1540}{2.260} = 0,7$$

$$2.260$$

Momento máximo en el tramo

$$M_{\text{max.}} = \frac{2.260 \times 1,6^2}{18,46} = 312 \text{ mKg.}$$

Momento máximo en el apoyo

$$X_{\text{max}} = \frac{2.260 \times 1,6^2}{10,81} = 530 \text{ mKg.}$$

Luego será preciso un modulo resistente de :

$$W = \frac{53000}{1200} = 44 \text{ cm}^3$$

Se adopta una I 12 :  $W = 54,7 \text{ cm}^3$  que se repetirá en todas las plantas.

Figura B.39 Jàssera d'unió del cos d'aules. [1]

Les formules utilitzades en el càlcul dels moments es dedueixen el l'apartat de dimensionament dels forjats, on també s'utilitzen.

Finalment conclou que amb un perfil IPN 120 (I 12 a la memòria), n'hi haurà prou per suportar l'esforç calculat.



### B.3.2. Dimensionat dels pòrtics dels laboratoris.

El procediment de càlcul dels pòrtics utilitzats a la memòria de càlculs es comenta a l'apartat de l'exemple del mètode de Cross (annex 1), per tant en aquest apartat s'analitzarà el dimensionament dels pòrtics de formigó armat.

Cal recordar:

| <u>Estructura pòrtice</u> |             |
|---------------------------|-------------|
| Se parte de unas jácenas  |             |
| □ 90 x 35 : I             | = 2.126.250 |
| pilar 35 x 70 : I         | = 1.000.416 |

Figura B.40 Seccions del pòrtic. [1]

Armat de la secció de la jàssera de la coberta:

| <u>COMPROBACION SECCION JACENA</u>   |  |
|--|--|
| Jácena azotea : Momento en el centro   | 59.400 - 30.450 = 28.950 mKg   |
| " en el extremo  | 30.450 mKg.  |
| $K_2 = \frac{90}{\sqrt{\frac{3.045}{35}}} = \frac{90}{\sqrt{87}} = \frac{90}{9,3} = 9,7$ | $\nabla_b = 58 \text{ kg/cm}^2$<br>$\nabla_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$ |
| $F_e = \frac{90 \times 35}{98,45} = 32 \text{ cm}^2$                                     |  |
| $K_2 = \frac{90}{\sqrt{\frac{2895}{35}}} = \frac{90}{\sqrt{83}} = \frac{90}{9,1} = 9,9$  | $\nabla_b = 57 \text{ kg/cm}^2$<br>$\nabla_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$ |
| $F_e = \frac{90 \times 35}{10,1} = 31 \text{ cm}^2$                                      |  |
| Luego la cuantía aproximada será : <u>85 kg de hierro/m<sup>3</sup></u>                  |  |

Figura B.41 Armat jàssera coberta. [1]



Armat de las secció de la jàssera entre plantes:

**Jácena entre plantas :**

Momento en el centro  $74,250 - 44,988 = 29.262 \text{ mKg.}$

" en el extremo con el redondeo del apoyo será :

$$M = 40.000 \text{ m/Kg.}$$

Para absorber este momento hará falta una armadura simétrica de 44,34  $\text{cm}^2$  lo cual arroja una cuantía de 200 kg. de hierro por  $\text{m}^3$  en un tercio aproximadamente, luego la cuantía media será :

$$\frac{200 + 85 + 85}{3} = \underline{123 \text{ kg/m}^3}$$

Figura B.42 Armat jàssera coberta. [1]

Armat dels pilars:

Las tensiones  $\sigma_c$  del hierro para las cuales  $F_c + F_c$  resultan mínimas, se obtienen (Loser 123-)

$$x = \sqrt{\frac{67 - 3 \times 3}{4 \times 67} + \frac{3 \times 32,2 \times 34}{2 \times 0,55 \times 35 \times 67}^2}$$

$$x = \sqrt{\frac{58}{268} + \frac{3.320}{18.900}} = \sqrt{0,216 + 0,176} = \sqrt{0,39} = 0,62$$

$$\Delta M = 97 \times 32,2 - \frac{67 \times 35}{112} = 3.120 - 1400 = 1.720$$

**Armadura tracción**

$$F_c = \frac{35 \times 67}{137} + \frac{1720}{1,4 \times 65} = \frac{32,2}{1,4} = 17,1 + 18,9 = 23 = \underline{13 \text{ cm}^2}$$

**Armadura compresión**

$$F_c = \frac{1720}{0,74 \times 65} = \frac{1720}{48} = \underline{36 \text{ cm}^2}$$

**Cuantía media** 155 Kg.

Figura B.43 Armat dels pilars. [1]



### B.3.3. Dimensionat dels pòrtics del laboratori general.

Tal com s'especifica a la memòria aquest consta d'una estructura metàl·lica porticada de tres plantes més coberta.

Es parteix d'un pilar d'inèrcia  $I = 41.320\text{cm}^4$  igual al de les plantes superiors del cos d'aules de les dues torres, i una jàssera de  $I = 143600\text{cm}^4$ . Tots dos perfils són confeccionats amb altres perfils units per cordó de soldadura tal i com s'especifica a la memòria.

A la memòria de càlculs comença el mètode de Cross calculant les rigideses i els parells d'empotrament perfecte per després trobar els coeficients de repartiment:

|                                 |  |
|---------------------------------|--|
| <u>Rigidez</u>                  |  |
| Jácena                          | $\frac{143.600}{1280} = 112 \text{ virtual } 56 \quad 1$                               |
| Pilares                         | $\frac{41.320}{450} = 92 \quad 1,64$   |
| <u>Cargas verticales</u>        |  |
| Pares de empotramiento perfecto |  |
| Jácena azotea                   | $M = \frac{1}{12} (450 \times 4,80 + 160) \times \frac{2}{12,8} = 32.200 \text{ mKg.}$ |
| " pisos                         | $M = \frac{1}{12} (500 \times 4,80 + 160) \times \frac{2}{12,8} = 39.400 \text{ mKg.}$ |

Figura B.44 Càlcul de rigideses i parells d'empotrament perfecte. [1]

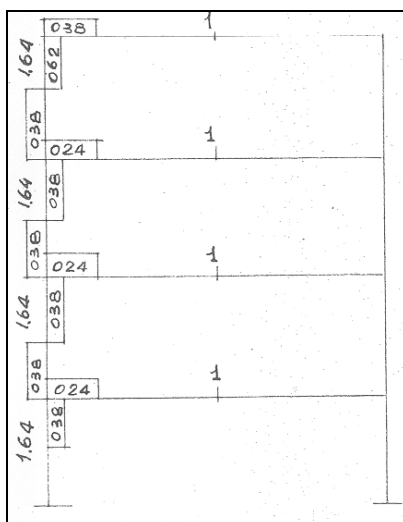


Figura B.45 Coeficients de repartiment. [1]



Per tot seguit iniciar el mètode de Cross a l'apartat de plànols:

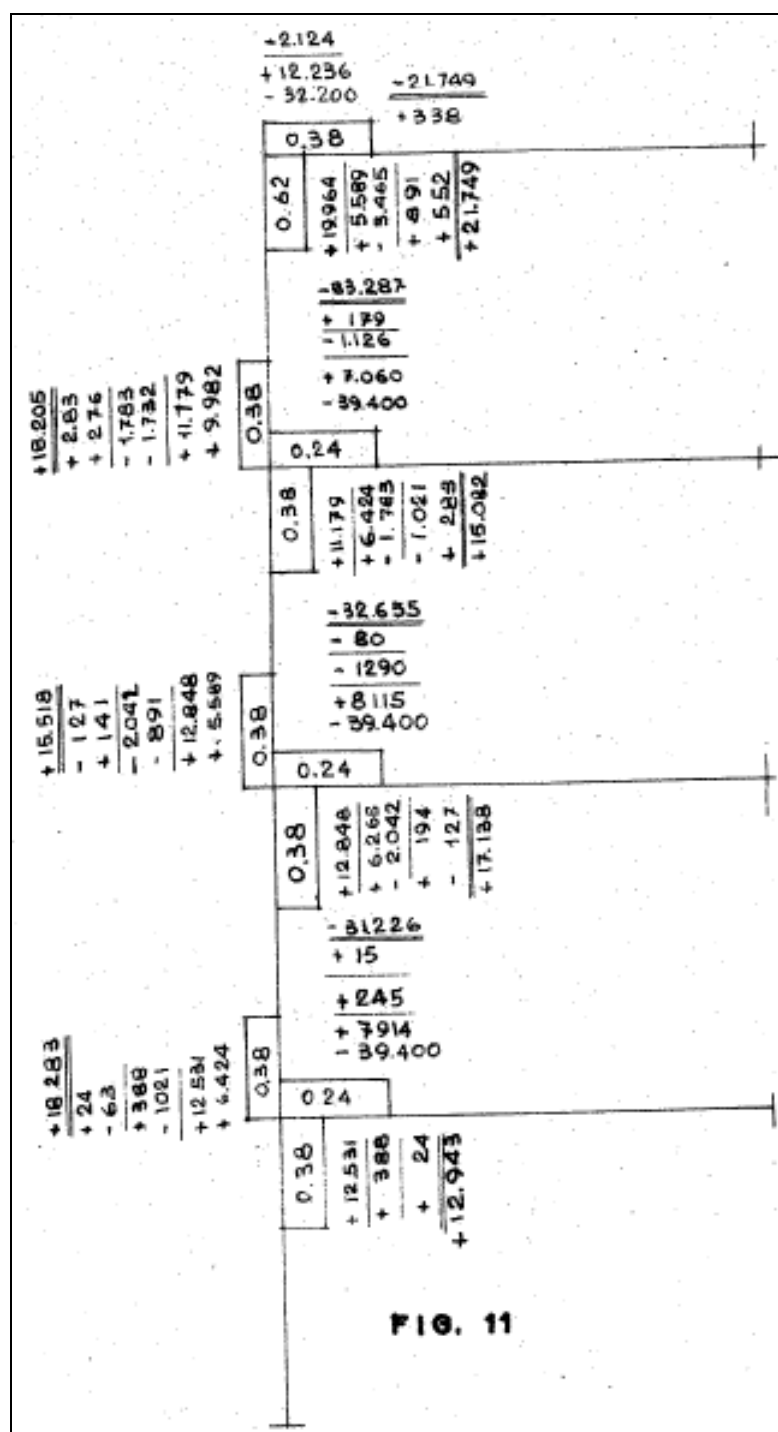


Figura B.46 Repartiment d'esforços en el mètode de Cross. [1]



Per contrastar els resultats és planteja el pòrtic tipus d'aquests laboratoris amb el programa Estruwin:

Les càrregues aplicades en aquest cas tenen en compte en pes propi de la jàssera, considera  $450\text{kg/m}^2$  per a la coberta i  $600\text{kg/m}^2$  per a les plantes, tenint en compte que la separació entre pòrtics és de 4,80m:

$$Q_{coberta} = 450 \cdot 4,8 + 160 = 2320 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{eq. B.5})$$

$$Q_{planta} = 600 \cdot 4,8 + 160 = 3040 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{eq. B.6})$$

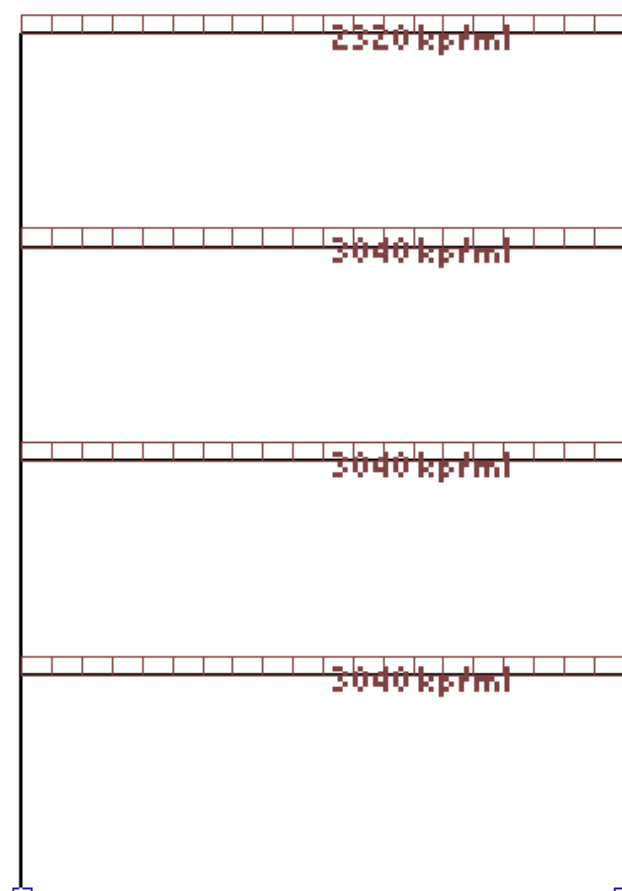


Figura B.47 Càrregues aplicades al pòrtic.



Amb les càrregues ja aplicades i les inèrcies dels elements correctes ja obtenim el càlcul:

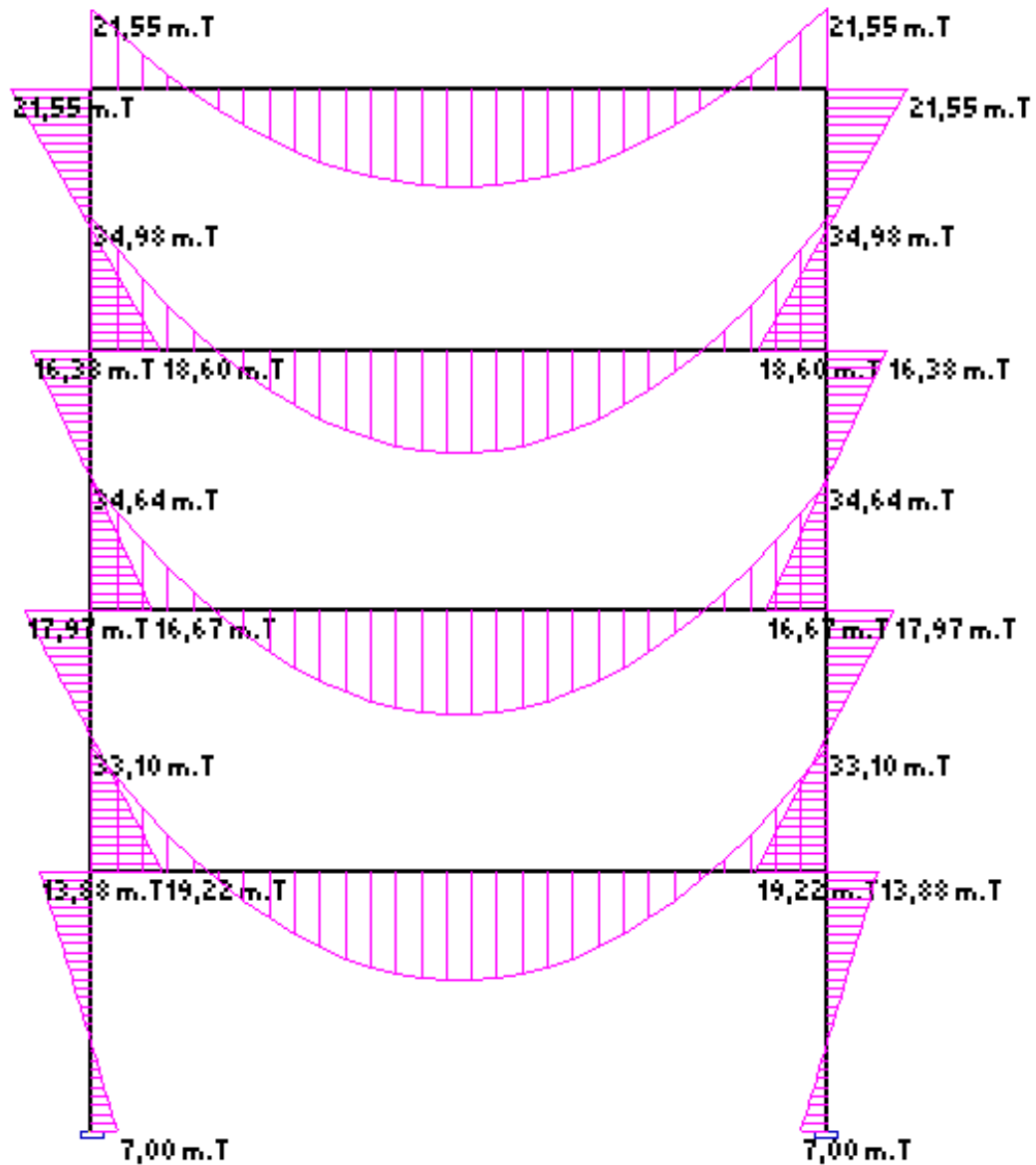


Figura B.48 Diagrama de moments flectors.

En aquest cas s'aprecien diferències entorn d'un 5% en contraposició dels resultats obtinguts a la memòria per l'arquitecte i els obtinguts amb l'Estruwin, una diferència normal i assumible considerant els arrodoniments al mètode de Cross i la diferència de mètode utilitzat.



Un cop els esforços ja estan calculats i contrastats, s'analitza la resistència dels perfils escollits. Per tal de calcular el moment flector al centre de les jàsseres, a la memòria es calcula el moment isostàtic per restar-lo al moment de l'extrem obtingut amb el mètode de Cross.

| Momentos isostáticos |     |                       |
|----------------------|-----|-----------------------|
| $1,5 \times 32,200$  | $=$ | $48.300 \text{ mKg.}$ |
| $1,5 \times 39,400$  | $=$ | $59.100 \text{ mKg.}$ |

Figura B.49 Moments isostàtics de la jàssera coberta i de la jàssera planta. [1]

Un cop tenim aquests valors dels moments isostàtics, comprovem la resistència de cada element:

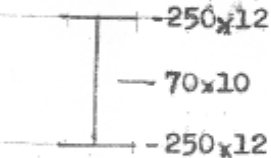
| Comprobación sección jácena   |  |
|---|--|
| Jácena azotea   |  |
| $M_n = 21.749 \text{ mKg.}$   |  |
| $M_p = 26.551 \text{ mKg.}$   |  |
| Adoptando una jácena formada por chapas soldadas (según figura) tenemos             |  |
|  | $\sigma_a = \frac{2655100}{2890} = 918 \text{ Kg/cm}^2$    |
| Jácena pisos  |  |
| $M_{n \text{ max}} = 33.287 \text{ mKg.}$   |  |
| $M_{p \text{ max}} = 27.874 \text{ mKg.}$   |  |
| Adoptando una jácena igual a la anterior, tenemos                                   |  |
|   | $\sigma_a = \frac{3328700}{2890} = 1.151 \text{ Kg./cm}^2$ |

Figura B.50 Comprovació de les jàsseres. [1]





I per al pilar:

$$\begin{aligned}
 &\text{Momento máximo} \\
 &\quad 31.226 \text{ mKg.} \\
 &\text{Carga máxima :} \\
 &\quad \underline{73.216 \text{ Kg.}} \\
 &\text{Luego el coeficiente de trabajo será} \\
 &\sigma = \frac{73.216}{317,6} + \frac{3122600}{2620} = 230 + 1.191 = 1.421 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Figura B.51 Comprovació del pilar tipus. [1]

Es demostra que tots els perfils estan treballant dintre de les tensions màximes admissibles.

### B.3.4. Dimensionat dels pòrtics de l'edifici administratiu.

Com és comentat a la memòria, el cos administratiu no té un sol tipus de pòrtic, sinó que es compon de diferents pòrtics per formar l'edifici.

Els càlculs d'aquest sistema de pòrtics es simplifiquen molt, ja que segons la memòria de càlculs, es dimensionen les jàsseres per al màxim moment possible, és a dir, considerant que es troba simplement suportada amb articulacions als extrems, i els pilars es dimensionen simplement suposant esforç normal.

S'utilitza la següent fórmula per trobar el moment màxim:

$$M_{\text{màx}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \quad (\text{eq. B.8})$$

Per a cada jàssera s'usa una càrrega uniformement repartida en funció de l'ús i del pes propi d'aquesta:

$$\begin{aligned}
 &\underline{\text{Jácena tipo I}} \quad (\text{Vease esquema plantas}). \\
 &\text{Luz} = 4,80 \text{ mts.} \\
 &\text{Carga por ml.} \quad 2270 + 60 = 2330 \text{ Kg/ml.} \\
 &\text{Momento máximo} \\
 &\quad M = \frac{1}{8} \cdot 2330 \times 4,8^2 = 6.700 \text{ mKg.} \\
 &\text{Adoptando una I 28 tenemos} \quad \sigma = \frac{6700}{542} = 1.240 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Figura B.52 Jàssera tipus 1. [1]



### Jácena tipo 2

$$\text{Luz} = 8 \text{ mts.}$$

$$\text{Carga por ml. } 2.270 + 100 = 2.370 \text{ Kg/ml.}$$

Momento máximo

$$M = \frac{1}{8} 2370 \times 8^2 = 19.000 \text{ m/kg.}$$

Adoptamos una viga de chapa soldada formada por un alma de 400 x 10 y alas de platabandas de 250 x 15

El modulo resistente será :

$$W = 1.750 \text{ cm}^3$$

luego

$$\sigma_a = \frac{19.000}{1750} = 1090 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura B.53 Jàssera tipus 2. [1]

### Jácena tipo 3

$$\text{Luz} = 14,40 \text{ mts. ; separación } 2,13 \text{ mt.}$$

$$\text{Carga por ml. } 2100 + 200 = 2.300 \text{ Kg./ml.}$$

Momento máximo

$$M = \frac{1}{8} 2.300 \times 14,4^2 = 59.620 \text{ mKg.}$$

Modulo resistente :

$$W = \frac{5.962.000}{1400} = 4.250 \text{ cm}^3$$

Adoptamos una viga de chapa soldada formada por un alma de 750 x 15 y alas de platabandas de 300 x 15 queda un modulo resistente

$$W = 4280 > 4250 \text{ cm}^3$$

Figura B.54 Jàssera tipus 3. [1]



Jácena tipo 4

$$Luz = 14,40 \text{ mts.}$$

$$\text{Carga por ml. } 0,72 \times 2.300 = 1.656 \text{ Kg/ml.}$$

Momento máximo

$$M = \frac{1}{8} 1656 \times 14,4^2 = 42.600 \text{ mKg.}$$

Módulo resistente

$$W = \frac{4.260.000}{1400} = 3.050 \text{ cm}^3$$

Adoptamos una viga de chapa soldada formada por un alma de  
500 x 10 y alas de platabandas de 300 x 20

cuyo modulo es

$$3390 \text{ cm}^3 > 3.050 \text{ cm}^3$$

Figura B.55 Jàssera tipus 4. [1]

Els pilars es comproven a compressió sota els esforços normals:

P i l a r e s - a

Adoptamos 2 U 12

$$F = 34 \text{ cm}^2 ; i_x = 4,62 ; \lambda = \frac{400}{4,62} = 87 ; w = 1,78$$

Carga :

$$21.500 \times 1,78 = 38.300 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_a = \frac{38.300}{34} = 1.130 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura B.56 Pilar tipus a. [1]



Pilares b

Adoptamos 2 U 16

$$F = 48 \text{ cm}^2 ; i_x = 6,21 ; l = \frac{400}{6,21} = 65 ; w = 1,32$$

Carga :

$$43.000 \times 1,32 = 56.800$$

$$\sigma_a = \frac{56.800}{48} = 1180 \text{ Kg./cm}^2$$

Figura B.57 Pilar tipus b. [1]

Pilares c

Adoptamos 2 U 22

$$F = 74,8 \text{ cm}^2 ; i_x = 8,48 ; l = \frac{400}{8,48} = 47 ; w = 1,15$$

Carga :

$$71680 \times 1,15 = 82.000 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_a = \frac{82.000}{74,8} = \underline{\underline{1.100 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Figura B.58 Pilar tipus c. [1]

Pilares - d

Adoptamos 2 U 28

$$F = 107 \text{ cm}^2 ; i_x = 10,9 \text{ cm}; l = \frac{450}{10,9} = 41$$

Carga :

$$107.520 \times 1,10 = 118.400 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_a = \frac{118.400}{107} = \underline{\underline{1170 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Figura B.59 Pilar tipus c. [1]

Es demostra que tots els perfils estan treballant dintre de les tensions màximes admissibles.



## B.4. Càlcul dels forjats dels edificis.

Per dur a terme el càlcul dels forjats de formigó de tots els edificis, l'arquitecte utilitza les següents formules:

$$\text{Moment màxim en el tram: } M_{m\grave{a}x} = \frac{q \cdot L^2}{18,46} \quad (\text{eq. B.9})$$

$$\text{Moment màxim en el suport: } M_{m\grave{a}x} = \frac{q \cdot L^2}{10,81} \quad (\text{eq. B.10})$$

Sent  $q$  la càrrega uniformement repartida per metre lineal i  $L$  la llum dels forjats, que per a tots els casos serà la separació entre pòrtics de cada edifici de l'escola.

És evident que les formules que utilitza l'arquitecte per a calcular aquests forjats són a primera vista estranyes, ja que tenint en compte que amb les formules proposades no s'obtenen els valors reals tal i com s'obtindria amb qualsevol mètode de càlcul, no te sentit utilitzar dos decimals en el denominador de la formula tal i com fa l'arquitecte.

Després de consultar diversa bibliografia de l'època, és dedueix que l'arquitecte va deduir aquestes formules de les publicades en diversa bibliografia de l'època sobre el càlcul de forjats.

Per tal de comparar i poder deduir de on s'obtenen aquestes formules anteriorment citades, s'usa la instrucció per al càlcul de formigó de l'any 1968 [2], sent aquesta publicada posteriorment a la construcció de l'ETSEIB, però que reflecteix el tipus de càlculs de l'època a la perfecció, i simplement recopila i selecciona la diversa metodologia de càlcul de l'època.

En la Figura B.60 extreta de la citada instrucció de formigó, s'observen els diferents valors del moment flector per a pòrtics de més de dos trams per a diferents valors de rigideses relatives entre pilars i bigues.



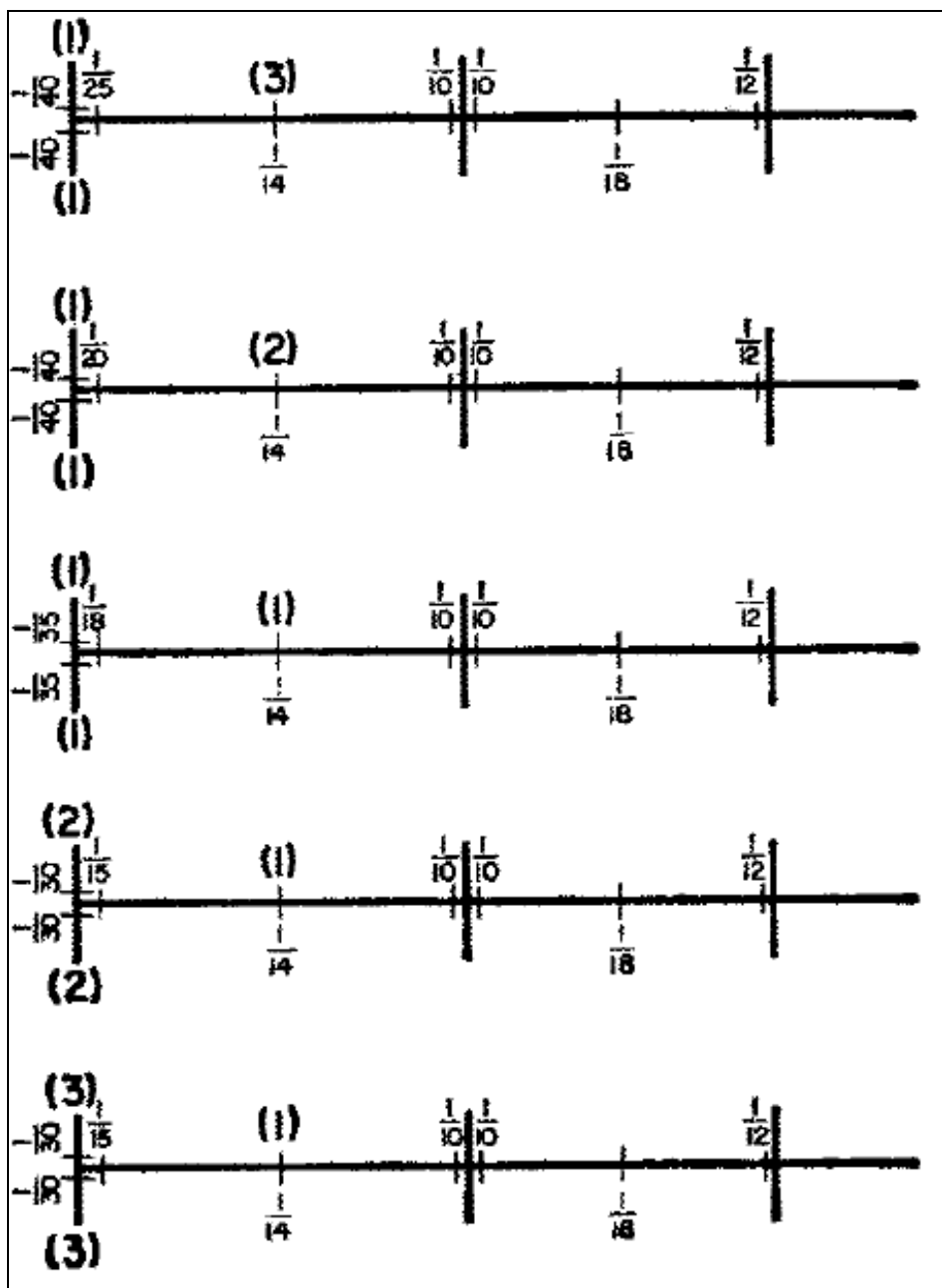


Figura B.60 Valors dels moments flectors segons instrucció

Els valors entre parèntesis indiquen les rigideses relatives entre pilars i bigues, i els valors del moment flector al llarg dels trams es tenen que multiplicar per  $q \cdot L^2$ .

D'aquests valors podem observar que en el segon tram, que com estem considerant el càlcul de forjats serà vist com el tram entre els pòrtics dos i tres començant a contar per la dreta, els valors són força pareguts als utilitzats per l'arquitecte.



Llavors, podem deduir que l'arquitecte simplifica els càlculs fent uniforme el càlcul, suposant un moment flector igual per als dos extrems del forjat.

D'aquesta manera el següent repartiment de moments de la instrucció de formigó:

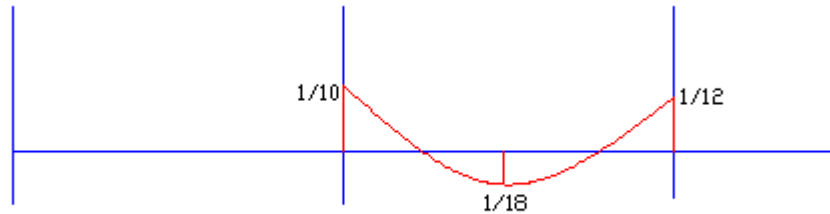


Figura B.61 Repartiment de moments en pòrtics segons instrucció.

Queda repartit de la següent forma:

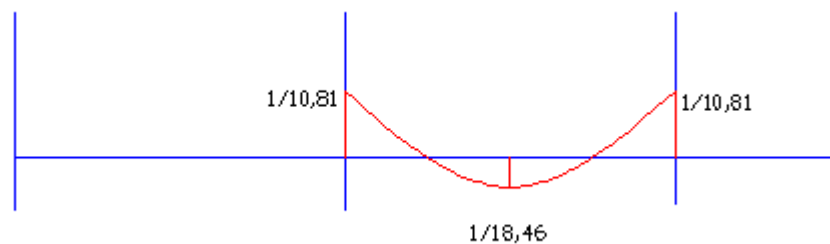


Figura B.62 Repartiment de moments en pòrtics segons memòria càlcul.

On s'observa que:

$$\frac{1}{10} + \frac{1}{18} + \frac{1}{12} = \frac{1}{10,81} + \frac{1}{18,46} + \frac{1}{10,81} \quad (\text{eq. B.11})$$

Aquest repartiment de moments equitatiu, ve a ser una forma de simplificar el càlcul fent que els dos extrems treballin de la mateixa manera. El càlcul en si no és massa justificable, ja que per un extrem del forjat s'està pel costat de la seguretat, però per l'altre no, ja que es baixa el moment de càlcul de (1/10 a 1/10,81 de  $q \cdot L^2$ ).

A la memòria només fa aquest càlcul per als forjats, però es de suposar que als forjats dels extrems dels pòrtics s'haurà reforçat amb algun rodó més per tal de suportar el moment màxim en el tram, on basant-nos amb la norma serien de l'ordre de 1/14 de  $q \cdot L^2$  en el centre de la biga.



D'acord amb la memòria de càlculs, la càrrega per al dimensionat del forjat és de 600 Kg/m<sup>2</sup> per a les aules, de 450 Kg/m<sup>2</sup> per a les cobertes, tal i com s'explica al principi d'aquest apartat.

Com és evident en el càlcul de forjats, es suposa una biga d'un metre d'amplada, d'aquesta manera els 600 Kg/m<sup>2</sup> passen a ser 600 Kg/m sent aquesta la q utilitzada per al càlcul.

Els càlculs no especifiquen el procés seguit per tal d'armar els forjats, així com no especifiquen el cantell d'aquests, per tant no es pot comprovar la idoneïtat de l'armat calculat.

D'aquesta manera ja podem llistar els diferents càlculs dels forjats dels edificis de l'ETSEIB segons la memòria:

#### B.4.1. Edifici destinat a aules.

Separació entre pòrtics: 6,4 m

Se adopta la solución de forjado monolítico aligerado de hormigón. Se adoptan valores iguales para los momentos flexores de tramo y en el apoyo.

$$\text{Momento máximo en el tramo } M_{\max} = \frac{600 \times 6,4^2}{18,46} = 1340 \text{ mKg.}$$

$$\text{Momento máximo en el apoyo } X_{\max} = \frac{600 \times 6,4^2}{10,81} = 2270 \text{ mKg.}$$

Cuantía media 9 Kg/m<sup>2</sup>

Figura B.63 Càlcul forjat. [1]





**B.4.2. Laboratoris.**

Separació entre pòrtics: 4,8 m

|   |  |
|---|--|
| <u>Forjado entre pórticos</u>                 |  |
| Carga por m <sup>2</sup> = 600 Kg.            | $\lambda = \frac{250}{350} = 0,71$                       |
| Separación entre pórticos 3 x 1,60 = 4,80 mt. |  |
| Forjado monolítico aligerado de hormigón      |  |
| Momento máximo en el tramo $M_{\max}$         | $= \frac{600 \times 4,80^2}{18,46} = 750 \text{ mKg.}$   |
| Momento máximo en el apoyo $X_{\max}$         | $= \frac{600 \times 4,80^2}{10,81} = 1.280 \text{ mKg.}$ |
| Cuantía media 5 Kg/m <sup>2</sup>             |  |

Figura B.64 Càlcul forjat. [1]

**B.4.3. Laboratori general.**

Separació entre pòrtics: 4,8 m

A la memòria no hi consta cap càlcul, es dedueix que s'utilitza el mateix forjat tipus que als laboratoris, ja que la separació entre pòrtics és la mateixa.



**B.4.4. Edifici administratiu.**

Separació entre pòrtics: 6,4 m

**Forjado entre jácenas.**

Momento máximo en el tramo

$$M_{\max} = \frac{600 \times 6,4^2}{18,46} = 1340 \text{ mKg.}$$

Momento máximo en el apoyo

$$X_{\max} = \frac{600 \times 6,4^2}{10,81} = 2.270$$

Cuantía media 9 Kg/m<sup>2</sup>

Figura B.65 Càlcul forjat. [1]

En aquests càlculs no apareix quin és el cantell del forjat, però fent una simple regla de tres amb el pes suposat per al forjat obtingut dels càlculs de càrrega de càlcul s'obté:

Amb 160 Kg/m<sup>2</sup> de forjat de formigó armat, considerant una densitat de 2400 Kg/m<sup>3</sup>, obtenim un cantell d'aproximadament 7 cm. Aquest valor clarament ínfim convé analitzar-lo detingudament, ja que no es pot donar per fet que sigui el valor real del cantell del forjat.



#### B.4.5. Biguetes d'unió dels pòrtics.

A la memòria de càlculs no especifica ni el càlcul ni la distribució d'aquestes biguetes entre els pòrtics de les dues torres del cos d'aules.

A la Figura B.66 s'observen les biguetes que uneixen les jàsseres, aquestes tenen les unions clarament reforçades. En aquesta foto encara no estaven col·locades les biguetes laterals que uneixen els nusos dels pòrtics.

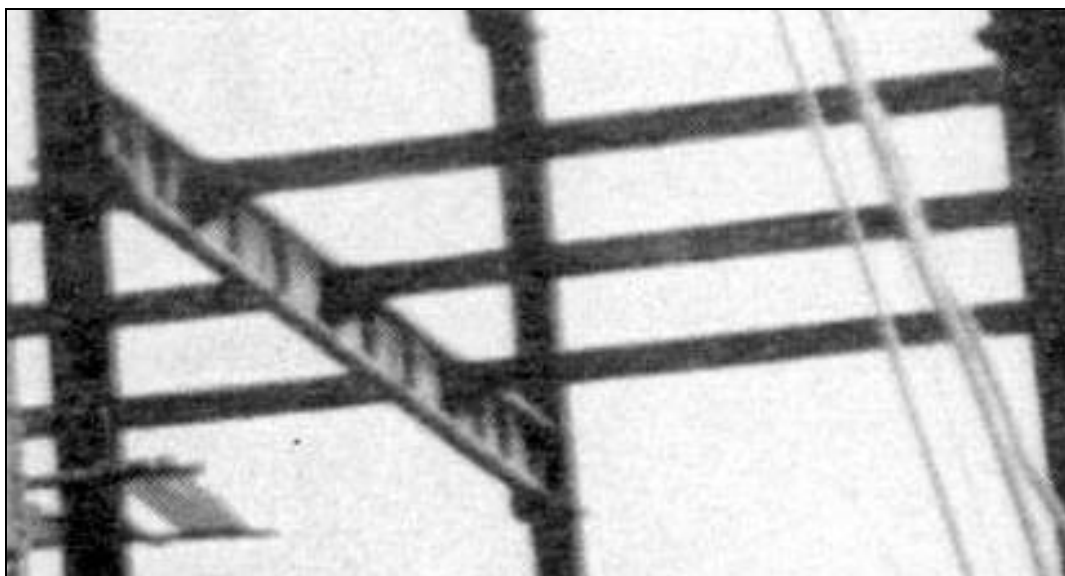


Figura B.66 Biguetes d'unió dels pòrtics per les jàsseres. [5]

Cal destacar la gran importància d'aquestes biguetes en l'estabilitat global del les dues torres, ja que l'edifici no disposa de cap sistema d'arriostrament, per tant es confia l'estabilitat davant del plegament als nusos. A la Figura B.67 s'observa la unió d'una bigueta amb la jàssera al laboratori de resistència de materials, que podria ser igual que les del cos d'aules.



Figura B.67 Detall de la unió vista d'una bigueta amb la jàssera.



A la Figura B.68 s'aprecien ja col·locades les bigues en gelosia que uneixen els pòrtics pels nusos d'aquestos. Aquestes tampoc són nombrades en cap lloc de la memòria de càlculs de l'edifici.



Figura B.68 Detall on s'aprecien les bigues de gelosia d'unió dels pòrtics. [5]

Firma de l'arquitecte al final de la memòria de càlculs de l'ETSEIB.

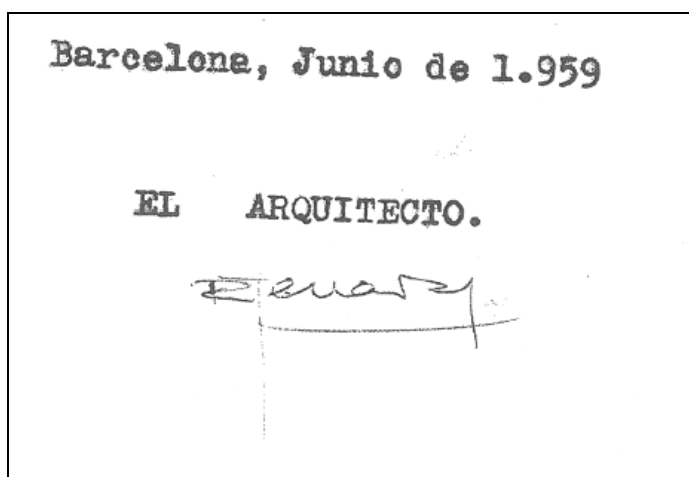


Figura B.69 Firma de l'arquitecte Terradas al final de la memòria de càlculs.



## B.5. Unions.

A l'ETSEIB hi ha molt poques unions vistes, i a la memòria de càlculs no s'hi fa referència, per tant cal fer algunes suposicions alhora d'analitzar-les.

### B.5.1. Unions “a tope”.

Una de les unions més generalitzades seria la unió “a tope” del pilar amb la jàssera, donant continuïtat al pilar. Aquesta s'utilitzaria en els casos menys exigents de les diferents estructures de l'escola. A la Figura B.70 observem una unió d'aquest tipus al cos d'administració. També cal notar que la secció de la jàssera pareix un perfil d'ànima plena amb una platabanda soldada per l'exterior amb un cordó de soldadura que només apareix pròxim a la unió. Això concordaria amb els perfils tipus usats al cos d'administració, ja que tots els perfils de les jàsseres són d'ànima plena, i només s'entén aquest fet per voluntat de fer una estructura més agradable a la vista, i no pel fet de voler donar més resistència al perfil, ja que s'està afegint massa a l'eix dèbil de la jàssera, que per tant poc afectarà a la capacitat d'aquesta de resistir moment.

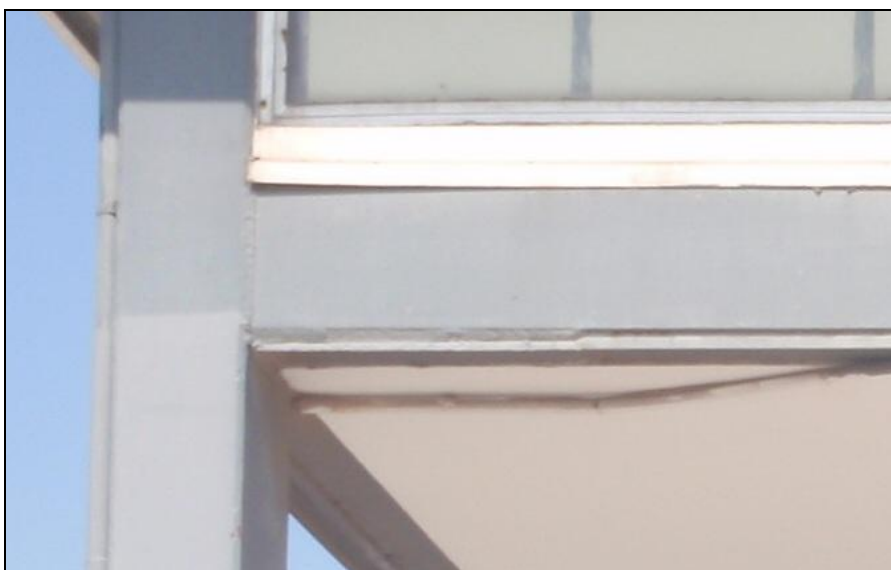


Figura B.70 Unió jàssera-pilar “a tope”cos administratiu.

Aquesta unió dona poca rigidesa al nus, per tant la jàssera té menys capacitat de transmetre moment al pilar.



### B.5.2. Unions embegudes.

Un altre tipus d'unió que s'aprecia a l'escola, és la que dona continuïtat a la jàssera fins quedar semi-embeguda dintre del pilar. A simple vista pareix com si l'únic que tingués continuïtat fos la platabanda lateral que amaga el perfil d'ànima plena, però analitzant amb deteniment la unió, s'aprecia com l'ala inferior del perfil principal de la jàssera també té continuïtat.



Figura B.71 Unió jàssera-pilar “embeguda” al cos administratiu.

Aquesta unió dona més rigidesa al nus que no pas la unió “a tope”, per tant la jàssera té més capacitat de transmetre moment al pilar.



### B.5.3. Unions reforçades amb platabandes.

Aquest tipus d'unió pareix que seria el més utilitzat a l'escola per unir els perfils més sol·licitats. Aquesta unió permet aportar una massa extra a l'extrem de la jàssera, i així augmentar la inèrcia d'aquesta a l'extrem, per tant permet dimensionar amb l'esforç de moment flector de l'extrem utilitzant un perfil més ajustat, ja que com s'aprecia a l'apartat de càlculs, totes les jàsseres tenen el moment màxim als extrems. D'aquesta manera permet dimensionar un perfil inferior al que caldria per suportar el moment màxim de la jàssera, es a dir, el moment de l'extrem.

A la Figura B.72 s'aprecia aquest tipus d'unió a un pòrtic del cos administratiu.



Figura B.72 Unió jàssera-pilar "reforçada" al cos administratiu.

Tant al cos d'aules de les dues torres com al laboratori general (el de química) s'observen inèrcies superiors alhora de calcular que les que correspondrien als perfils utilitzats. Per tant es de suposar que aquest tipus d'unió s'usa en els dos edificis citats. Aquest fet no es pot comprovar ja que cap dels dos edificis te les unions vistes, però analitzant amb detall les fotografies fetes al cos d'aules durant el seu aixecament, s'aprecia que el tipus d'unió entre jàssera i pilar és d'aquest tipus. A la Figura B.73 s'aprecien aquestes unions.





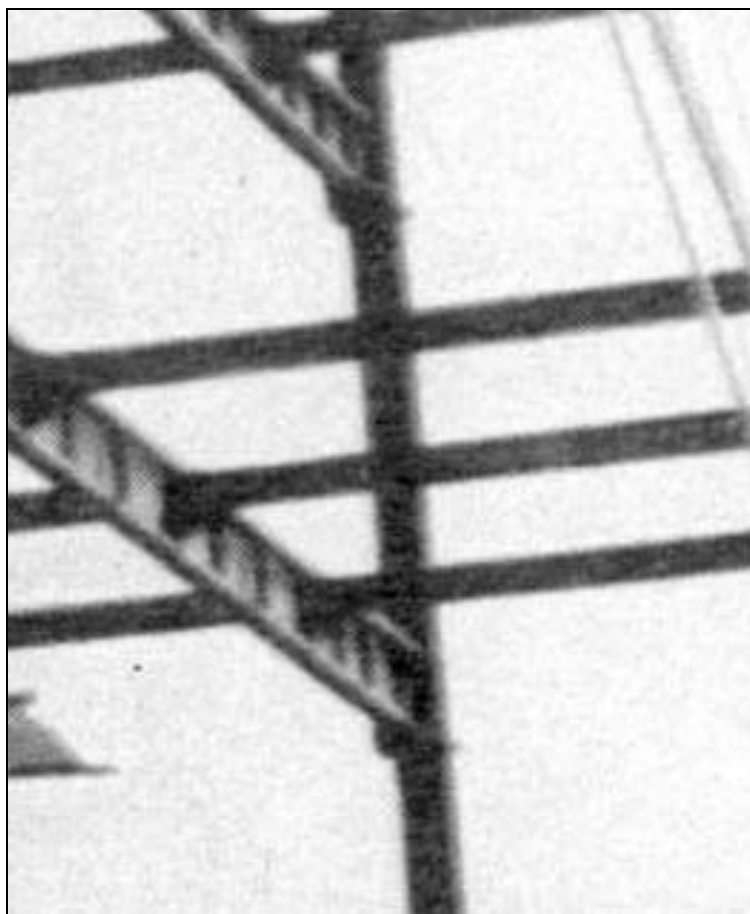


Figura B.73 Detall de les unions jàssera-pilar del cos d'aules. [5]

La fotografia anterior és de molt baixa qualitat, però s'aprecien clarament els reforços de les unions.

Aquestes unions del cos d'aules serien més comparables a les que trobem vistes al laboratori del departament d'estructures:



Figura B.74 Unió vista al laboratori de resistència de materials.





A la Figura B.75 s'observa una unió vista del laboratori de resistència de material en que és reforça la unió de les jàsseres per les dues bandes del pilar, i a part també s'hi reforça la unió de les biguetes que com hem vist tenen la funció de garantir l'estabilitat davant del plegament dels pòrtics, ja que aquestos no tenen cap sistema d'arriostrament.



Figura B.75 Unió reforçada per a jàsseres i biguetes.





## C. Estructura i càlculs de la Facultat de Dret.

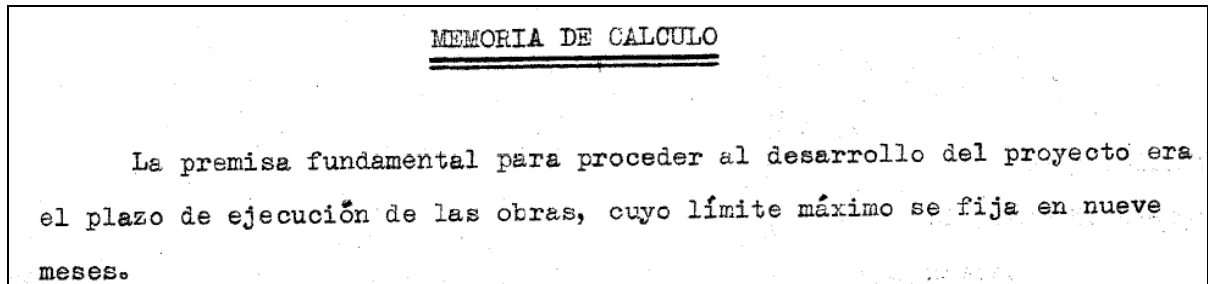


Figura C.1 Detall del inici de la memòria de càlculs. [3]

### C.2. Càlcul dels forjats.

A la memòria de càlculs es comença calculant els forjats per als diferents edificis segons el seu ús previst. Per a cada ús justifica unes càrregues diferents, amb unes sobrecàrregues de valors pròxims als del Decret 11/03/1941. Per calcular els esforços de moment flector sobre els forjats considera una biga d'un metre d'amplada simplement suportada pels extrems on el moment màxim és  $1/8 \cdot P \cdot L^2$ .



|  |  |
|--|--|
| <u>Forjado de suelo tipo Aulas:</u>                        |  |
| Carga permanente: peso propio de la losa                   | 200 kg/m <sup>2</sup> .                |
| pavimento -----  | 50 " .                                 |
| panel de calefacción -                                     | 50 " .                                 |
| Total .....  | 300 kg/m <sup>2</sup> carga permanente |
| Sobrecarga -----   | 400 kg/m <sup>2</sup> .                |
| Carga dinámica -----                                       | 150 " .                                |
| Total de carga de cálculo                                  | 850 kg/m <sup>2</sup> .                |
|  | =====                                  |
| Momento máximo = $\frac{Pl^2}{8} = 1,56 \text{ T/m}$       |  |
| Hierro necesario con 18 cm. de altura = 10 cm <sup>2</sup> |  |

---

 Figura C.2 Dimensionat del forjat tipus aules. [3]


Forjado bajo azotea tipo Aulas

|  |                       |
|--|-----------------------|
| Carga permanente: peso propio de la losa | 170 kg/m <sup>2</sup> |
| peso azotea -----                        | 180     "             |
|  | <hr/>                 |
| Total .....                              | 350 kg/m <sup>2</sup> |
| Sobrecarga -----                         | 200 kg/m <sup>2</sup> |
|  | <hr/>                 |
|  | 550 kg/m <sup>2</sup> |
|  | <hr/>                 |

Momento máximo =  $\frac{Pl^2}{8} = 1,03 \text{ T/m}$

Hierro necesario con 15 cm. de altura = 8 cm<sup>2</sup>.

Figura C.3 Dimensionat del forjat tipus coberta aules. [3]

Forjados de suelo tipo Seminario

|  |       |                       |
|--|-------|-----------------------|
| Carga permanente: peso propio de la losa | ---   | 300 kg/m <sup>2</sup> |
| pavimento                                | ----- | 50 "                  |
| panel de calefacción                     | ----- | 50 "                  |
| Total                                    | ..... | 400 kg/m <sup>2</sup> |
| Sobrecarga                               | ----- | 300 "                 |
| Total                                    | ..... | 700 kg/m <sup>2</sup> |
|  |       | =====                 |

Se calcula con armadura cruzada teniendo en cuenta para cada dirección la mitad de la carga.

$$M. = \frac{\frac{1}{2} p \cdot l^2}{8} = 1,7 \text{ T.m.}$$
$$\text{Hierro necesario} = 2 \times 11,5 = 23 \text{ cm}^2$$

Figura C.4 Dimensionat del forjat tipus seminaris. [3]



|  |            |                       |
|--|------------|-----------------------|
| <u>Forjado de azotea tipo Seminario</u>                      |            |                       |
| Carga permanente = peso propio de la lisa                    |            | 270 kg/m <sup>2</sup> |
| azotea -----   |            | 130 "                 |
|  | Total .... | 400 kg/m <sup>2</sup> |
| Sobrecarga -----   |            | 200 "                 |
|  | Total .... | 600 kg/m <sup>2</sup> |
|  |            | =====                 |
| Calculada igualmente como armadura cruzada.                  |            |                       |
| $M. = \frac{\frac{1}{2} p \cdot l^2}{8} = 1,45 \text{ Tm.}$  |            |                       |
| $\text{Hierro necesario} = 2 \times 9,8 = 19,6 \text{ cm}^2$ |            |                       |

Figura C.5 Dimensionat del forjat tipus coberta seminaris. [3]



### C.3. Càlcul de les jàsseres.

A continuació es llisten els perfils conformats per a les jàsseres segons plànols i els càlculs d'aquestes, però es detecten diferències amb els valors de les característics.

Aquesta jàssera és la tipus aules segons els plànols consultats.

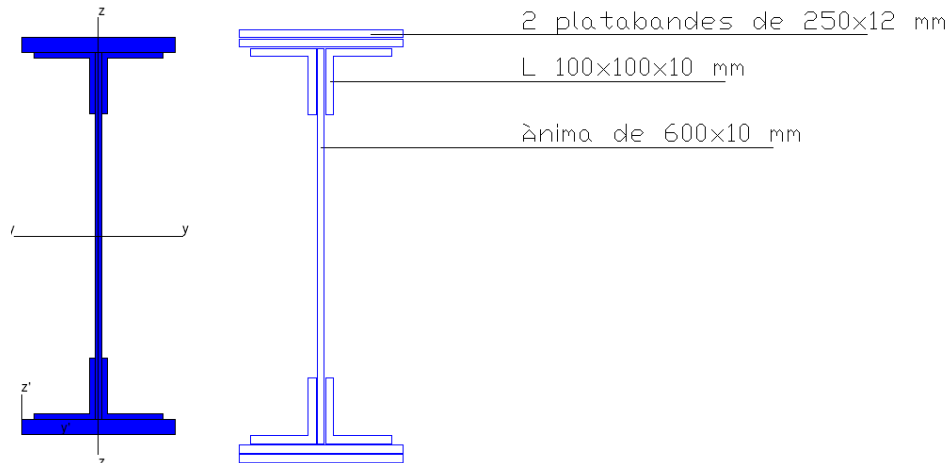


Figura C.6 Jàssera tipus aules.

El mòdul resistent segons els càlculs fets amb el programa PowerFrame és de  $5911 \text{ cm}^3$  encara que per al càlcul s'usa un mòdul resistent de  $5250 \text{ cm}^3$ .

JACENA tipo aulas de 12,40 ms de luz

Sobrecarga =  $0,850 \times 3,84 = 3,27 \text{ Tm.}$

$$M. = \frac{Pl^2}{8} = 63 \text{ Tm.}$$

$$W = 5.250 \text{ cm}^3$$

Con la sección adoptada la flecha =  $0,01302 \frac{ql^3}{E.I.} = \frac{1}{520}$

Figura C.7 Comprovació jàssera tipus aules. [3]



Aquesta és la jàssera tipus coberta d'aules segons plànols:

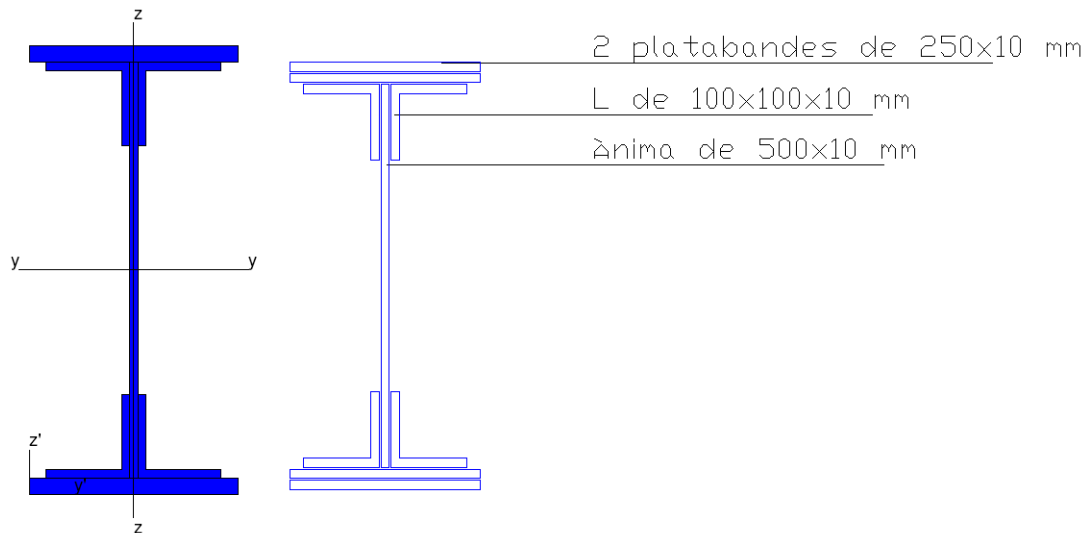


Figura C.8 jàssera tipus coberta d'aules

El mòdul resistent segons els càlculs fets amb el programa PowerFrame és de  $4296 \text{ cm}^3$  encara que per al càlcul s'usa un mòdul resistent de  $3500 \text{ cm}^3$ .

Comprovació de la jàssera tipus coberta d'aules:

JACENA tipo aulas bajo azotea de 12,40 metros de luz

Sobrecarga =  $0,55 \times 3,84 = 2,2 \text{ Tm.}$

$$M. = \frac{p l^2}{8} = 42 \text{ Tm.}$$

$$W = 3.500 \text{ cm}^3$$

Con la sección adoptada la flecha =  $\frac{1}{480}$

Figura C.9 Comprovació jàssera tipus coberta aules. [3]





Aquesta és la jàssera tipus seminaris segons plànols, un IPN 340:

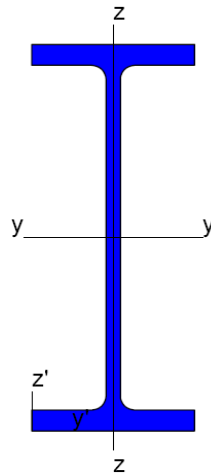


Figura C.10 Jàssera tipus seminaris, IPN 340.

El mòdul resistent segons taules és de  $923 \text{ cm}^3$  encara que per al càlcul s'usa un mòdul resistent de  $900 \text{ cm}^3$ .

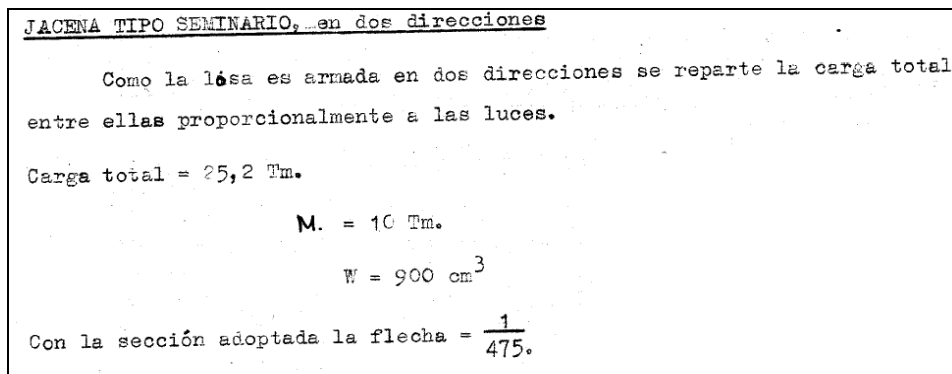


Figura C.11 Comprovació jàssera tipus seminari. [3]

Les diferències amb els perfils usats i els calculats poden ser degudes als canvis soferts pel projecte inicial, ja que d'un primer moment es pretenia conformar els perfils amb reblons i no soldadura. Una altra causa potser que quan ja s'havia començat la construcció de la facultat, va entrar en funcionament el tren de laminació d'ENSIDESA, fet que va aportar al mercat nous perfils més assequibles.



Per finalitzar la memòria de càlcul, els arquitectes quantifiquen el ferro total usat a la facultat, tot especificant que es compleix tot el disposat al decret de 11 de Març de 1941.

| <u>R E S U M E N</u>  |       |                         |
|---|-------|-------------------------|
| <p>Con estos cálculos se ha dispuesto la estructura tal y como viene detallada en los planos, en todos y en cada uno de los elementos, haciendo constar que en el cálculo se ha seguido todo aquello que marca el "Reglamento sobre las descripciones del hierro en la edificación" de 22 de Julio de 1941, para la aplicación del Decreto sobre las restricciones del hierro en la edificación de 11 de Marzo de 1941.</p> |       |                         |
| Cantidad de hierro a emplear:   |       |                         |
| a) En perfiles laminados  | ----- | 563.879,86 Kg. ✓        |
| b) En redondos  | ----- | 167.884,39 " ✓          |
| TOTAL DE HIERRO EN ESTRUCTURA   |       | 731.764,25 kg.<br>===== |

Figura C.12 Memòria càlculs facultat de Dret. [3]

També es fa referència al decret de 26 de Juliol de 1957 que regula la quantitat màxima de ferro per metre cúbic de construcció, concretament el màxim es dicta en  $7 \text{ Kg/m}^3$  d'edificació, per tant en el cas de la facultat es sobrepassa aquesta quantia i es demana el permís de la "Dirección General de Economía y técnica de la Construcción" per iniciar la construcció.

Teniendo en cuenta el volumen edificado de  $49.083,02 \text{ m}^3$ , resulta un promedio de  $14,9 \text{ kg/m}^3$ , superior a lo que indica el Decreto de 26 de Julio de 1957 por el que se regula el empleo de los materiales férricos en la construcción; ahora bien teniendo en cuenta las condiciones en que se ha de realizar la obra, en el plazo de nueve meses, habría que solicitar el correspondiente permiso de la Dirección General de Economía y Técnica de la Construcción del Ministerio de la Vivienda.

Barcelona, 31 de Octubre de 1957.

EL ARQUITECTO,

Figura C.13 Memòria càlculs facultat de Dret. [3]



Apartat del decret de 26 de Juliol de 1957 on s'especifica l'apartat on fan referència els arquitectes a la memòria de càlcul:

## MINISTERIO DE LA VIVIENDA

*DECRETO de 26 de julio de 1957 por el que se regula el empleo de los materiales férricos en la construcción.*

Artículo tercero.—En el caso de acogerse a disposiciones distintas a las señaladas en el artículo anterior, el Arquitecto autor del proyecto indicará en la Memoria del mismo las razones por las que decide la estructura proyectada, ante el organismo oficial que tiene que aprobar el proyecto.

Artículo cuarto.—Igualmente se consignará obligatoriamente en la Memoria del proyecto la cantidad de hierro por metro cúbico de edificación que ha de utilizarse en la obra.

Artículo quinto.—En los casos en que por la naturaleza y especiales condiciones de los edificios, los Arquitectos autores de los proyectos estimasen indispensable emplear una cantidad de hierro que exceda del tope fijado en el artículo segundo, se exigirá como trámite previo a su aprobación el informe favorable de la Dirección General de Economía y Técnica de la Construcción.

### DISPONGO:

Artículo primero.—Las estructuras metálicas o de hormigón armado que se proyecten para la construcción de edificios no excederá de una cantidad superior a siete kilogramos de hierro por metro cúbico de edificación, excluida de esta cifra la precisa para las cimentaciones.

Figura C.14 Decreto 26/07/1957 BOE 26/08/1957. [4]



## C.4. Unions.

Com ja s'ha comentat, l'entrada en funcionament del tren de l'aminació d'ENSIDESA i el ràpid desenvolupament de la soldadura va fer replantejar tota l'estructura, que en un primer moment es projectava tota reblonada, i que finalment es va realitzar amb perfils laminats en calent i d'altres conformats amb cordons de soldadura.

D'aquesta manera podem apreciar dos tipus d'unions a vista a l'escola:

### C.4.1. Unions amb jàssera passant.

Aquest tipus d'unió s'aprecia a l'interior de l'escola, en els pilars interiors dels pòrtics. D'aquesta manera es dona continuïtat d'esforços al moment de les jàsseres, i el pilar es veu menys afectat.



Figura C.15 Unió per jàssera passant.



### C.4.2. Unions “a tope”.

Aquest tipus d'unió s'aprecia al cos d'administració, sent l'edifici amb més alçada de la facultat. No es un tipus d'unió que sigui vàlida per transmetre grans esforços, ja que confereix poca rigidesa a la unió.



Figura C.16 Jàssera amb unions “a tope”.



Figura C.17 Detall de la unió.





## Bibliografia

### Referències bibliogràfiques

- [1] TERRADAS VIA, ROBERT. *Projecte d'escola tècnica superior d'enginyers industrials en el nucli universitari de Barcelona. Memòria de càlculs*. Arxiu històric del Col·legi Oficial d'Arquitectes de Catalunya.
- [2] "DECRETO 2987 de 20/09/1968" BOE 3/12/1968 (Presidencia) "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado"
- [3] LÓPEZ IÑIGO, PEDRO, GIRÁLDEZ DÁVILA, GUILLERMO, SUBÍAS I FAGES, XAVIER. *Memòria de càlculs de la Facultat de Dret de Barcelona*. Arxiu històric del Col·legi Oficial d'Arquitectes de Catalunya.
- [4] DECRETO 26/07/1957 BOE 26/08/1957 (Ministerio de la Vivienda) HIERRO, empleo en la construcción.
- [5] ARXIU HISTÒRIC DEL COAC. *Projecte d'escola tècnica superior d'enginyers industrials en el nucli universitari de Barcelona. Fotografies de la construcció de l'ETSEIB*. Arxiu històric del Col·legi Oficial d'Arquitectes de Catalunya.

