



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **Volum II**

Annexes Memòria (I)

PROJECTE FI DE CARRERA



# **“DISSENY, CàLCUL I CONSTRUCCIÓ D'UN CENTRE CULTURAL AMB CÚPULA MONOCAPA”**

PFC presentat per obtenir el títol d'Enginyeria  
Tècnica Industrial especialitat Mecànica  
Per **Berna Mir Florit**

Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

## **VOLUM II: ANNEXES MEMÒRIA**

Índex ANNEX I: Memòria constructiva .....	1
---	---

<b>Capítol 1: Preparació del terreny.....</b>	<b>3</b>
<b>Capítol 2: Estructura de l'edifici.....</b>	<b>5</b>
<b>Capítol 3: Cúpula .....</b>	<b>7</b>
<b>Capítol 4: Acabats.....</b>	<b>11</b>

Índex ANNEX II: Estructura de l'Edifici.....	15
--	----

<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>19</b>
<b>Capítol 2: Estructura principal de l'edifici.....</b>	<b>21</b>
<b>Capítol 3: Accions sobre l'edifici .....</b>	<b>27</b>
<b>Capítol 4: Resultats i comprovacions de l'estructura.....</b>	<b>37</b>
<b>Capítol 5: Fonaments.....</b>	<b>49</b>
<b>Capítol 6: Unions de la perfilaria.....</b>	<b>63</b>
<b>Capítol 7: Altres elements estructurals.....</b>	<b>71</b>

Índex ANNEX III: Cúpula Monocapa.....	79
---------------------------------------	----

<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>81</b>
<b>Capítol 2: Geometria i característiques de la cúpula.....</b>	<b>83</b>
<b>Capítol 3: Accions sobre la cúpula.....</b>	<b>89</b>
<b>Capítol 4: Resultats i comprovacions.....</b>	<b>97</b>
<b>Capítol 5: Anàlisi de la No-linealitat de l'estructura.....</b>	<b>109</b>
<b>Capítol 6: Dimensionament dels vidres.....</b>	<b>123</b>
<b>Capítol 7: Unions.....</b>	<b>131</b>

Índex ANNEX V: PFC1 Avantprojecte.....	179
--	-----

<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>180</b>
<b>Capítol 2: Motivacions.....</b>	<b>181</b>
<b>Capítol 3: Ubicació.....</b>	<b>182</b>
<b>Capítol 4: Descripció general de l'edifici.....</b>	<b>183</b>
<b>Capítol 5: Estructura de l'Edifici .....</b>	<b>184</b>
<b>Capítol 6: Instal·lacions.....</b>	<b>188</b>

<b>Capítol 7: Pressupost.....</b>	<b>190</b>
<b>Capítol 8: Plànols.....</b>	<b>194</b>



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **ANNEX I**

### **Memòria constructiva**



Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# ÍNDIX ANNEX I: MÈMORIA CONSTRUCTIVA

Índex ANNEX I: Mèmoría constructiva .....	1
<b>Capítol 1: Preparació del terreny i fonaments.....</b>	<b>3</b>
1.1. Informe geotècnic.....	3
1.2. Enderroc i neteja del terreny .....	3
1.3. Construccions i instal·lacions provisionals .....	4
1.4. Moviment de terres .....	4
1.5. Fonaments.....	4
1.6. Solera .....	4
<b>Capítol 2: Estructura de l'edifici.....</b>	<b>5</b>
2.1. Pilars inferiors .....	5
2.2. Bigues i forjats planta primera.....	5
2.3. Pilars superiors.....	6
2.4. Bigues i forjats del terrat .....	6
2.5. Escales .....	6
<b>Capítol 3: Cúpula .....</b>	<b>7</b>
3.1. Preparació de l'estructura .....	7
3.2. Preparació de les plaques d'ancoratge .....	8
3.3. Muntatge de la cúpula .....	9
3.4. Col·locació dels vidres .....	10
<b>Capítol 4: Acabats.....</b>	<b>11</b>
4.1. Tancaments .....	11
4.2. Coberta .....	12
4.3. Paviment i revestiments .....	13



# **CAPÍTOL 1: PREPARACIÓ DEL TERRENY I FONAMENTS**

## **1.1. Informe geotècnic**

Prèviament al disseny i inici de cap construcció és necessari realitzar un estudi geotècnic del terreny segons normativa per conèixer les característiques del sòl de parcel·la on es projectarà l'edifici.

L'assaig consistirà en un sondeig de rotació amb testimonis continus i extracció de mostres inalterades, amb la realització d'assajos de laboratori per classificar i identificar el sòl i determinar l'agressivitat potencial i comprovar la tensió admissible i deformabilitat. L'informe geotècnic ha estat realitzat pel laboratori Munditest S.L. per petició de l'ajuntament del Municipi d'Alaior.

## **1.2. Enderroc i neteja del terreny**

Per començar es procedirà a enderrocar les poques construccions existents de les parcel·les afectades, totes elles petites construccions d'una planta abandonades i sense ús actual. Posteriorment es netejarà el sòl eliminant vegetació i les runes dels enderrocs.

### 1.3. Construccions i instal·lacions provisionals

Abans del començament de l'obra es disposaran barreres de protecció degudament senyalitzades amb el cartell d'obres públiques per tot el perímetre de la parcel·la afectada. A més, es condicionaran instal·lacions d'aigua i electricitat provisionals necessàries pel correcte desenvolupament de l'obra.

### 1.4. Moviment de terres

S'anivellarà el terreny, extraient o emplenant material en els punts on sigui necessari, i es compactarà deixant les parcel·les preparades per a la construcció dels fonaments. Posteriorment es marcaran les zones dels fonaments amb estakes com a punts de referència. S'iniciaran les excavacions dels pous destinats a les fonamentacions. Aquestes excavacions es realitzaran en dues fases: la primera mitjançant maquinària aproximant-se al màxim a les dimensions de les sabates, i la segona, es realitzarà a mà per acabar d'aproximar-se a les dimensions finals necessàries dels pous.

### 1.5. Fonaments

Els fonaments de l'edifici estan resolts amb sabates aïllades de formigó i un armat inferior de tracció. El formigó utilitzat és el HA-25 i les barres de l'armadura són d'acer B 400 S. Les dimensions i armat de les diferents sabates està indicat als plànols corresponents.

Prèviament es realitzarà un formigonat de neteja amb formigó fck: 15MPa amb un gruix de 10cm. Es construïran els encofrats i es prepararà i col·locarà l'armat incloent l'armadura d'espera per les plaques d'ancoratge dels pilars. Finalment s'abocarà el formigó als pous.

### 1.6. Solera

Per acabar la preparació del terreny es construirà una solera que cobrirà la totalitat de la parcel·la amb formigó HA-25 de 10cm de gruix i malla electrosoldada de barres d'acer B 400 S per donar la cohesió necessària.



# **CAPÍTOL 2:**

# **ESTRUCTURA DE**

# **L'EDIFICI**

L'estructura principal de l'edifici està formada per una sèrie de pòrtics metàl·lics de pilars i bigues HEB, aquests, van units entre ells mitjançant bigues IPE. Els forjats a construir són forjats unidireccionals de biguetes d'acer IPE amb bovedilles i una capa de formigó de compressió. En aquest capítol es descriu el procés de construcció de l'estructura de l'edifici.

## **2.1. Pilars inferiors**

Posteriorment a la construcció dels fonaments es procedirà a la col·locació dels pilars. Els pilars inferior vindran preparats de fàbrica amb la placa d'ancoratge inferior soldada, destinada a la unió amb la sabata, i amb una placa superior per a realitzar la posterior unió amb els pilars superiors.

Els pilars es col·locaran sobre les sabates, encaixant els cargols d'espera amb els forats de les plaques d'ancoratge, s'estranyaran les femelles i posteriorment es soldaran les carteles descrites per donar una major rigidesa a la unió.

## **2.2. Bigues i forjats planta primera**

Amb la col·locació de tots els pilars finalitzada es procedirà a col·locar les bigues HEB 400 per crear els diferents pòrtics. La unió de les bigues amb els pilars es realitzarà mitjançant unions soldades.

Abans de la col·locació de les bigues es soldaran una seria de recolzaments provisionals als pilars per a facilitar el muntatge de les bigues. Les bigues es col·locaran sobre els recolzaments preparats prèviament i es soldaran als pilars seguint les indicacions seguides a l'annex II de la memòria. Primer es muntaran

les bigues principals, les HEB 400, i posteriorment es realitzarà el fermat dels pòrtics amb les IPE 240 i IPE 200. Finalment es soldaran la resta de perfils de la planta primera.

Els forjats a col·locar a la planta primera són forjats unidireccionals formats per biguetes IPE a 70cm entre eixos, coberta per bovedilles T-25 i una capa de formigó de 5cm que treballarà a compressió amb una malla electrosoldada per assegurar la cohesió i resistència d'aquest. Les biguetes IPE a col·locar seran IPE 220 o IPE 280 depenent de la posició.

Així, es col·locaran totes les bigues a 70 cm entre eixos, que aniran recolzades sobre les ales superiors de les bigues, i es realitzarà un punt de soldadura per evitar el moviment d'aquestes. Es cobrirà amb les bovedilles, es prepararà la malla i finalment s'abocarà el formigó des d'un camió.

## 2.3. Pilars superiors

Els pilars superiors s'uniran als inferiors amb una unió soldada. Aquests es col·locaran a sobre de les plaques soldades dels inferiors i es realitzaran les soldadures pertinents descrites a l'annex II de la memòria.

## 2.4. Bigues i forjats del terrat

Els pilars de la planta superior van units per bigues HEB 320, creant així els diferents pòrtics i aquests estan units amb bigues IPE 240 i IPE 200 igual que en la planta baixa. Els forjats del terrat tornen a ser unidireccionals amb biguetes IPE i coberts per bovedilles i una capa de formigó amb malla electrosoldada. En aquest cas les biguetes a col·locar són IPE 200 i IPE 160.

La col·locació de les bigues i forjats procedirà de la manera descrita anteriorment amb excepció de les bigues HEB 260 doble del perímetre del pati interior destinades a subjectar l'estructura de la cúpula. Aquestes bigues vindran preparades de taller amb una sèrie de forats per a la col·locació dels cargols destinats a subjectar la cúpula. A més, la col·locació d'aquestes és lleugerament diferent a les altres, ja que es col·locaran sobre els pilars i es soldaran a una xapa prèviament col·locada i soldada al cap superior del pilar. Les biguetes dels forjats, en aquest cas, aniran recolzades sobre l'ala inferior de les bigues. Amb totes les bigues col·locades i abans de l'abocat del formigó es prepararan els cargols destinats a subjectar la cúpula i les plaques d'ancoratge.

## 2.5. Escales

Les escales a construir consisteixen en lloses de formigó armat. Aquestes lloses s'uneixen a l'estructura allargant l'armat de l'escala i unint-lo als forjats de l'edifici. Així, durant l'abocat del formigó dels forjats s'haurà de deixar el tram pròxim a les escales sense acabar, per tal de poder unir els armats i fer l'abocament del formigó conjuntament per augmentar la cohesió.

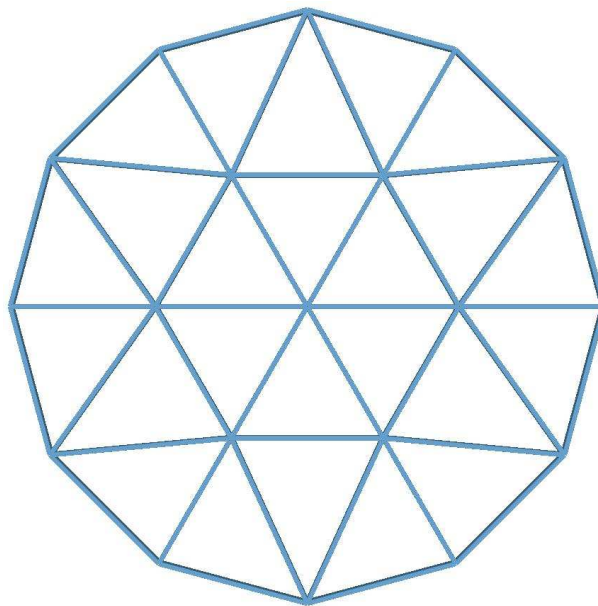
Després d'haver construït la llosa de formigó es procedirà a fer els esglaons tal i com indiquen els plànols pertinents. Es resoldrà formigó abocat sobre un encofrat.

# **CAPÍTOL 3:**

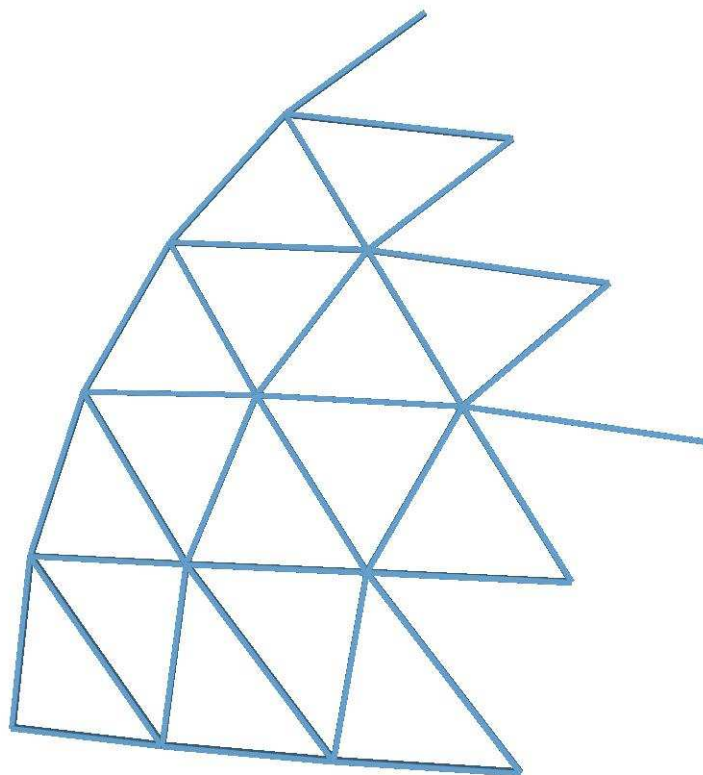
## **CÚPULA**

### **3.1. Preparació de l'estructura**

L'estructura de la cúpula monocapa estarà formada per set peces en total, de dos tipus diferents, que es construïran a taller per la dificultat que suposaria realitzar-ho en obra. Sis de les parts de l'estructura són iguals i juntes formaran els anells inferiors. La setèima part serà la part superior de l'estructura formada pels dos anells superiors.



**Figura 3.1. Part 1**



**Figura 3.2.** Part 2

La unió entre els diferents perfils es farà amb uns nusos dissenyats expressament i soldats a aquests. Els nusos es fabricaran al taller, tindran forma de prisma (no regulars) i estaran realitzat amb xapa d'acer S275 JR de 7 mm de gruix. A les cares on aniran col·locades les barres de la cúpula s'hi soldarà un recolzament en forma de perfil tubular rectangular, de tal manera que la barra anirà encaixada al recolzament, evitant el possible joc que es pugui donar degut a la facturació de les peces, tant de les barres com dels nusos. Els recolzaments soldats sobresortiran uns 2cm. A més, els nusos estaran reforçats amb una sèrie de plaques d'acer internes. Totes les soldadures es realitzaran amb soldadura a topall amb penetració total, per tal d'assegurar la total transmissió d'esforços entre les barres.

Alguns dels nusos dissenyats estaran formats per dues parts, per tal de poder realitzar l'acoblament posteriorment en obra. Als plànols es detalla la geometria de cada un d'aquests. També es disposarà de passadors per a cargols a alguns perfils per tal de facilitar la construcció.

A més, es soldaran unes xapes als perfils destinats a recolzar el tancament de plaques de vidre. Aquestes platines es prepararan i soldaran al taller.

## 3.2. Preparació de les plaques d'ancoratge

Abans de transportar les parts de la cúpula a l'obra es preparen les plaques d'ancoratge on aquesta anirà unida. Les plaques d'ancoratge s'uniran mitjançant 8 cargols M-20 a les bigues Doble HEB 260 de l'edifici. Aquestes hauran estat preparades prèviament foradant les ales i col·locant els cargols amb les femelles. La placa s'introduirà dins els cargols, s'anivellarà i es fixarà. Finalment s'abocarà

una capa de morter expansible perquè aquesta es recolzi degudament sobre el forjat.

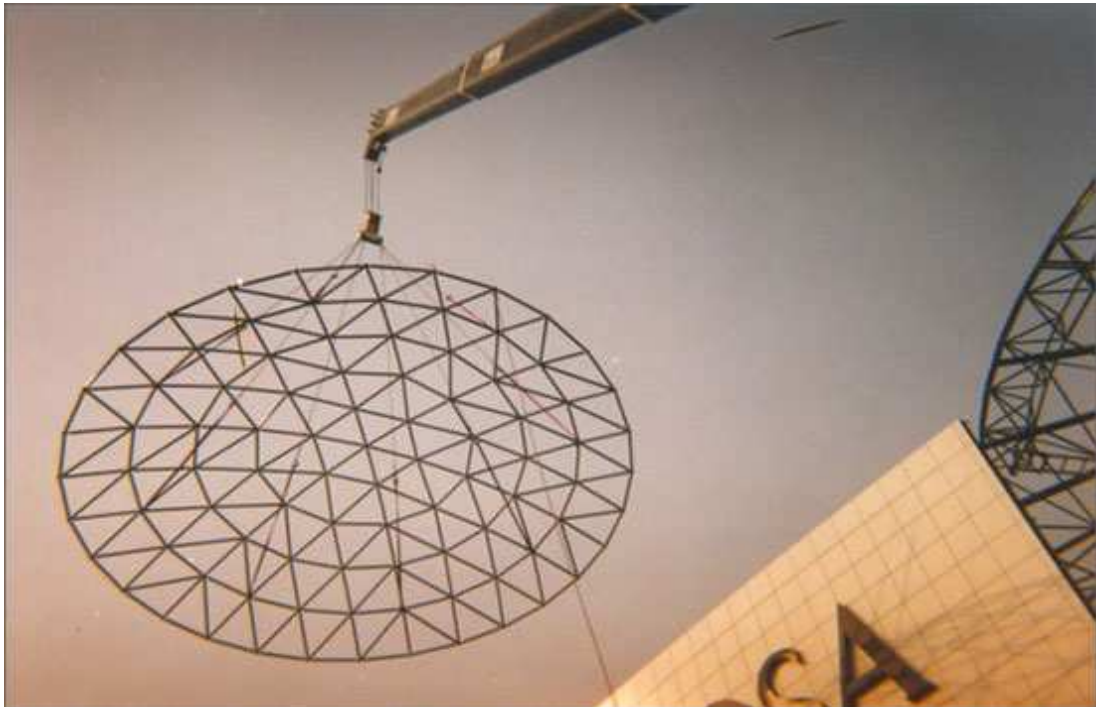
### 3.3. Muntatge de la cúpula

El muntatge final de la cúpula es realitzarà en obra. Amb la preparació finalitzada de les plaques d'ancoratge i de les parts de la cúpula, aquestes es transportaran fins a peu d'obra i allà, amb una grua es col·locaran una a una.

La unió amb l'edifici es realitzarà amb cordons de soldadura. Inicialment es posicionarà una primera peça sobre les plaques d'ancoratge preparades prèviament i es soldarà a elles. Es procedirà amb la col·locació de la segona, aquesta, es posicionarà al costat de la primera encaixant-la amb els nusos de la primera i amb les plaques d'ancoratge. Per tal de facilitar la unió, s'utilitzaran els passadors preparats prèviament per introduir-hi cargols i realitzar una unió provisional. D'aquesta manera s'eviten possibles moviments fortuïts causat per la grua o altres motius durant la unió per soldadura.

Amb la segona peça ben situada, es realitzaran els cordons de soldadura amb els nusos de la primera part i amb les plaques d'ancoratge. Es procedirà a col·locar les quatre parts restants de la base de l'estructura de la mateixa manera. Amb tota la base fixada es procedirà a acoblar la part superior i final de la cúpula. Igual que les altres s'aixecarà amb una grua i es col·locarà en posició per tal de soldar-la i fixar-la als nusos. Quan estigui en posició s'utilitzaran els passadors per fixar-la de manera provisional i es soldaran tots els nusos amb la base de la cúpula.

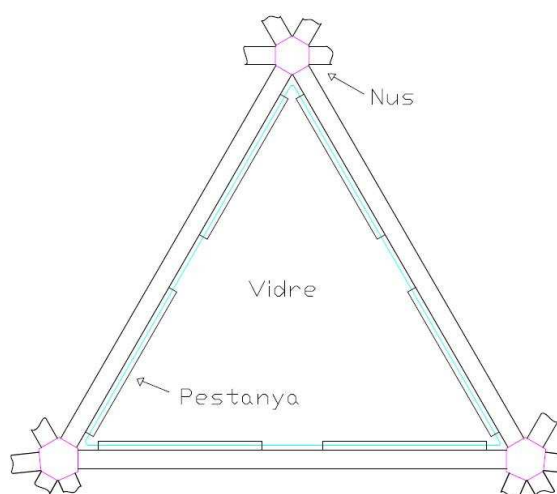
Finalment es col·locaran una sèrie de carteles soldades a les plaques d'ancoratge per donar una major rigidesa a la unió amb l'edifici.



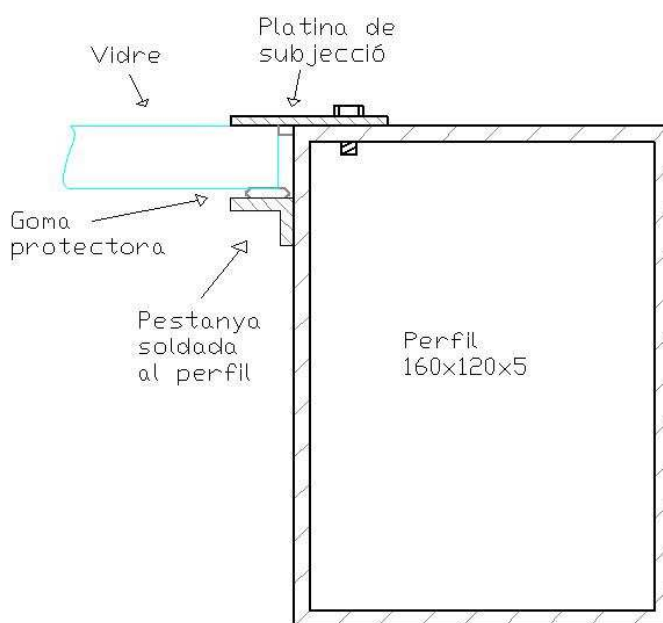
**Figura 3.3.** *Fotografia del muntatge d'una cúpula de característiques similars*

### 3.4. Col·locació dels vidres

Amb l'estructura d'acer muntada es procedirà a col·locar les peces de vidre. Primer de tot es ficarà la goma protectora sobre les platines soldades als perfils on es recolzaran els vidres i després es començaran a col·locar els vidres en si mateix. Degut a les dimensions de les peces, també s'haurà de realitzar amb una grua que les aixecarà i col·locarà en posició a sobre les platines. Es començarà per l'anell inferior i es col·locaran una a una totes les peces. Després, es disposarà d'una goma d'estanquitat entre les juntes dels vidres i els perfil per evitar l'entrada d'aigua, i finalment es fixaran les plaques amb unes platines unides als perfils amb cargols. A continuació es mostren uns esquemes de la col·locació dels vidres.



**Figura 3.4.** Esquema de la col·locació d'un vidre sobre els perfils de la cúpula.



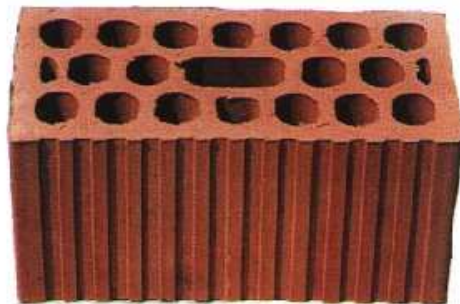
**Figura 3.5.** Detall de la secció del perfil i del vidre.

# **CAPÍTOL 4:**

## **ACABATS**

### **4.1. Tancaments**

Amb l'estructura principal acabada es procedirà a construir els tancaments. Els exteriors es realitzaran amb dues filades de totxos ceràmics, la part interior amb maons perforats de 14 cm gruix i una capa exterior formada per totxos buits de 10 cm amb un aïllat tèrmic i acústic de 5cm entre ells. Inicialment es col·locaran els maons interiors de 14cm, per després poder col·locar i fixar l'aïllant en forma de panells. Finalment es construirà la filada exterior amb els totxos de 10cm.



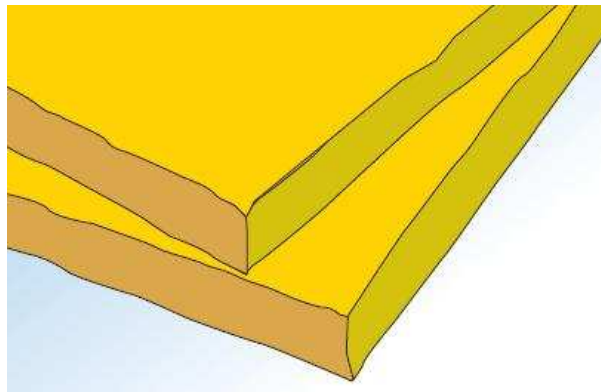
**Figura 4.1.** Fotografia d'un totxo perforat.

Els tancaments interiors de 30cm, destinats a separar sales amb diferents usos, es construiran de la mateixa manera que els tancaments exteriors. Els envans interiors de 20cm, que separen diferents estàncies per a un mateix ús, com els locals comercials o els serveis, es realitzaran amb dues tirades de maons de 9cm de gruix cada un. Finalment, els envans menors, de 10cm de gruix es faran amb una filada de maons de 9cm.

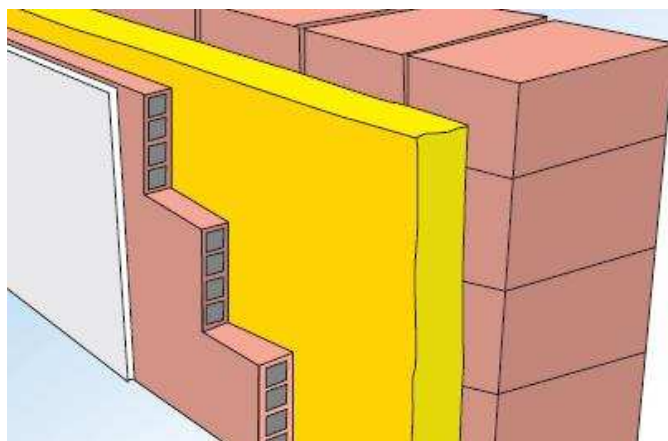


**Figura 4.2.** Fotografia d'un totxo buit.

L'aïllant tèrmic i acústic a col·locar serà de llana de fibra de vidre en forma de panells semirígides de la casa bigmat.



**Figura 4.3.** Panell de llana de fibra de vidre.



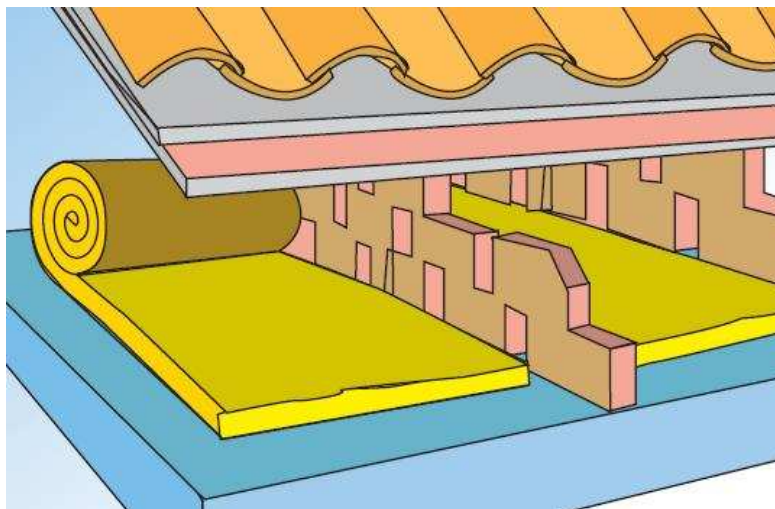
**Figura 4.4.** Col·locació del panell de fibra de vidre.

## 4.2. Coberta

Sobre el forjat del terrat es col·locaran un aïllant de mantes de fibra de vidre de 5cm de gruix. Es realitzarà una capa de formigó amb pendent per evitar els



embassaments, es col·locarà una capa de impermeabilització de policlorur de vinil armada i finalment es realitzarà l'acabat amb una capa de morter remolinat.



**Figura 4.5.** *Manta de fibra de vidre per aïllar el terrat de l'edifici.*

### 4.3. Paviment i revestiments

Sobre la solera de formigó i el forjat de la planta primera es preparar una capa de morter per posteriorment fer els acabats amb peces de marbre.

Els acabats dels tancaments exteriors es realitzaran amb un revestiment de morter de ciment filat sense remolinar on es realitzarà un revestiment posterior d'acabat a elegir. Els acabats interiors es realitzaran amb un revestiment inicial de morter de ciment filat sense remolinar i una capa final de revocat de guix. Tots els murs i envans interiors aniran pintats amb pintura setinada de color blanca.



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **ANNEX II**

### **Estructura de l'Edifici**



Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

## ÍNDIX ANNEX II: ESTRUCTURA DE L'EDIFICI

Índex ANNEX II: Estructura de l'Edifici .....	15
<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>19</b>
1.1. Objectiu.....	19
1.2. Descripció general .....	19
<b>Capítol 2: Estructura principal de l'edifici .....</b>	<b>21</b>
2.1. Pilars.....	21
2.1.1. Característiques mecàniques dels pilars .....	22
2.2. Bigues .....	22
2.2.1. Característiques mecàniques de les bigues .....	22
2.3. Forjats.....	23
2.3.1. Característiques mecàniques de les biguetes del forjat .....	24
2.4. Materials.....	24
2.4.1. Bigues i pilars .....	25
2.4.2. Armat dels forjats .....	25
2.4.3. Xapa d'acer .....	25
2.4.4. Formigó dels forjats.....	25
<b>Capítol 3: Accions sobre l'edifici .....</b>	<b>27</b>
3.1. Accions permanents considerades .....	27
3.1.1. Pes propi de l'estructura.....	27
3.1.2. Pes forjat .....	28
3.1.3. Acabat coberta.....	28
3.1.4. Paviment.....	28
3.1.5. Tancament exterior .....	28
3.1.6. Sobrecàrrega permanent interior.....	28
3.1.7. Barana del terrat.....	28
3.1.8. Pes cúpula.....	29
3.1.9. Escales .....	30
3.2. Accions variables considerades .....	30
3.2.1. Sobrecàrrega d'ús de la coberta .....	30
3.2.2. Sobrecàrrega d'ús de la primera planta .....	30
3.2.3. Neu .....	30

3.2.4. Vent .....	30
3.3. Accions accidentals (acció sísmica).....	32
3.4. Combinació d'accions considerades .....	33
3.5. Distribució de les càrregues i introducció al programa de càlcul .....	35
<b>Capítol 4: Resultats i comprovacions de l'estructura .....</b>	<b>37</b>
4.1. Resultats de les bigues .....	37
4.1.1. Tensions .....	37
4.1.2. Fletxes.....	39
4.2. Resultats dels pilars .....	40
4.3. Comprovació de les bigues.....	41
4.3.1. E.L.U. ....	42
4.3.2. E.L.S. ....	44
4.4. Comprovació dels pilars .....	45
4.4.1. Càlcul del coeficient de reducció per vinculament Chi.....	47
<b>Capítol 5: Fonaments.....</b>	<b>49</b>
5.1. Descripció de la solució adoptada.....	49
5.2. Materials.....	49
5.3. Dades de l'informe geotècnic.....	50
5.4. Dimensionament de les sabates.....	50
5.5. Unió de la fonamentació amb l'edifici.....	50
5.6. Comprovació de la sabata N202.....	51
5.6.1. Accions en valor característic .....	52
5.6.2. Accions en valor de càlcul.....	52
5.6.3. Comprovació d'estabilitat vers l'esfondrament.....	52
5.6.4. Comprovació d'estabilitat vers el bolcament .....	53
5.6.5. Comprovació d'estabilitat vers el lliscament .....	53
5.6.6. Comprovació de l'armat en l'eix X .....	54
5.6.7. Comprovació de l'armat en l'eix Y.....	55
5.6.8. Determinació de la longitud d'ancoratge en x.....	57
5.6.9. Determinació de la longitud d'ancoratge en y .....	58
5.7. Comprovació de la unió N202 .....	59
5.7.1. Accions de càlcul .....	59
5.7.2. Aixafament del formigó .....	59
5.7.3. Comprovació de la resistència a tallant dels cargols.....	60
5.7.4. Comprovació a aixafament de la xapa.....	61
5.7.5. Comprovació a estrip de la xapa .....	62

<b>Capítol 6: Unions de la perfil·leria .....</b>	<b>63</b>
6.1. Acer per la soldadura .....	63
6.2. Càlcul de les soldadures.....	63
6.3. Descripció de les diferents unions .....	65
6.3.1. Unions pilar-pilar.....	66
6.3.2. Unions biga-pilar .....	66
6.3.3. Unions biga-biga .....	67
6.4. Comprovació de les unions.....	68
6.4.1. Unió biga HEB 400 a pilar HEB 320.....	68
6.4.2. Unió biga HEB 320 a pilar HEB 320.....	68
6.4.3. Unió biga HEB 200 a pilar HEB 300.....	69
6.4.4. Unió biga IPE 240 a pilar HEB 300 .....	70
<b>Capítol 7: Altres elements Estructurals.....</b>	<b>71</b>
7.1. Càlcul dels forjats .....	71
7.1.1. Accions considerades .....	71
7.1.2. Combinació d'accions.....	72
7.1.3. Càlcul de les biguetes del forjat.....	72
7.2. Escales .....	73
7.2.1. Geometria de les escales.....	74
7.2.2. Materials .....	77
7.2.3. Accions considerades .....	77



# **CAPÍTOL 1:**

# **INTRODUCCIÓ**

## **1.1. Objectiu**

L'objectiu del present annex és la de presentar la solució final adoptada per l'estructura principal i elements estructurals secundaris de l'edifici, així com els càlculs i comprovacions realitzats pel compliment de la normativa vigent.

## **1.2. Descripció general**

L'estructura de l'edifici projectat és una estructura formada per pilars i bigues d'acer S275JR units entre ells per unió soldada. Els pilars i les bigues principals on es recolza el forjat són del tipus HEB i les bigues secundaries IPE. Els forjats col·locats són unidireccionals amb biguetes IPE d'acer a 70cm entre eixos i cobert per bovedilles de formigó. La cimentació de l'edifici es realitzarà amb sabates rígides aïllades per a cada pilar. Els pilars d'acer s'uniran a les sabates mitjançant plaques d'ancoratge d'acer i cargols.

Al present annex s'indica el tipus de perfils utilitzats per a l'estructura principal i les seves característiques mecàniques. També es defineixen els forjats a col·locar, les cimentacions, les unions soldades entre perfils i la unió de l'estructura d'acer amb les sabates. A més es presenten els resultats obtinguts sobre els diferents elements i les comprovacions i càlculs realitzats.





# **CAPÍTOL 2:**

# **ESTRUCTURA**

# **PRINCIPAL DE**

# **L'EDIFICI**

En aquest capítol es descriu l'estructura de l'edifici i els seus acabats generals. Es presenta la distribució final dels pilars i bigues, el tipus de fonamentació i forjats a col·locar. També es descriuen els materials principals utilitzats per a l'estructura.

## **2.1. Pilars**

La distribució de pilars s'ha fet de la manera més ordenada i equidistant que ha estat possible. L'estructura es forma per una sèrie de pilars exteriors rodejant el perímetre de l'edifici. A 10 metres a l'interior de l'edifici s'ha situat una segona tirada de pilars. Aquests es combinen amb una sèrie de pilars situats dins el pati interior que formen la sustentació de la cúpula.

Els pilars de la planta baixa tenen una longitud de 4,9 metres i els de la planta superior tenen una alçada de 4,25m. Els pilars disten una distància d'uns 4,2 mentre entre ells i tots els perfils són del tipus HEB. Els pilars inferiors van units a les sabates de la fonamentació amb plaques d'ancoratges d'acer mitjançant cargols. La unió entre els pilars de la planta baixa i primera planta es realitzarà amb una soldadura. Una placa d'acer de 15mm es soldarà a al part superior del pilar inferior i posteriorment, en obra, es soldarà el pilar superior a la xapa. L'orientació del pilar s'ha considerat de la forma que fos la més favorable pel càlcul i la resistència de l'estructura. A l'annex de plànols s'inclouen els plànol indicant les posicions i perfils de cada pilar.

### 2.1.1. Característiques mecàniques dels pilars

**Taula 2.1.** Característiques mecàniques dels pilars.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
HEB 300	149,1	1680	571	12,8	13	7,58	114	28,82
HEB 320	161,3	1930	616	15	13,8	7,57	123	29,78

On:

A: àrea de la secció del perfil.

W<sub>y</sub>: moment resistent en l'eix y.

W<sub>z</sub>: moment resistent en l'eix z.

W<sub>t</sub>: moment resistent torçor.

i<sub>y</sub>: radi de gir en l'eix y.

i<sub>z</sub>: radi de gir en l'eix z.

A<sub>Qy</sub>: àrea de la secció horitzontal del perfil.

A<sub>Qz</sub>: àrea de la secció vertical del perfil.

## 2.2. Bigues

Les bigues estan formades per perfils IPE i HEB. Les bigues principals són del tipus HEB destinades a carregar amb el pes dels forjats i les IPE són els cordons que uneixen els diferents pòrtics i altres bigues menors. Les bigues s'uniran als pilars amb cordons de soldadura en angle. Als plànols s'inclou amb el detall la posició i longituds de cada una de les bigues.

### 2.2.1. Característiques mecàniques de les bigues

**Taula 2.2.** Característiques mecàniques de les bigues.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
IPE 200	28,5	194	28,5	0,7	8,26	2,24	17	10,24
IPE 240	39,1	324	47,3	1	9,97	2,69	23,52	13,66
HEB 140	43	216	79	3,2	5,93	3,58	33,6	8,12
HEB 160	54,3	311	111	4,1	6,78	4,05	20,8	10,72
HEB 180	65,3	426	151	5,1	7,66	4,57	50,4	12,92
HEB 200	78,1	570	200	6,3	8,54	5,07	60	15,3
HEB 280	131,4	1380	471	10,9	12,1	7,09	100,8	25,62
HEB 300	149,1	1680	571	12,8	13	7,58	114	28,82
HEB 320	161,3	1930	616	15	13,8	7,57	123	29,78
HEB 400	197,8	2880	721	19,7	17,1	7,4	144	47,5
Doble HEB 260	236	2295	1934	20	11,24	14,59	182	45

On:

$A$ : àrea de la secció del perfil.

$W_y$ : moment resistent en l'eix  $y$ .

$W_z$ : moment resistent en l'eix  $z$ .

$W_t$ : moment resistent torçor.

$i_y$ : radi de gir en l'eix  $y$ .

$i_z$ : radi de gir en l'eix  $z$ .

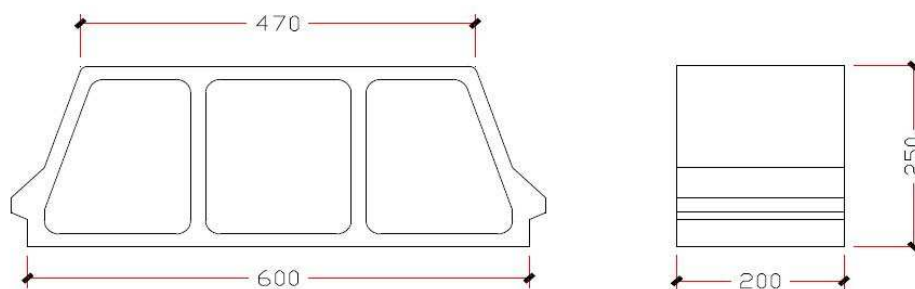
$A_{Qy}$ : àrea de la secció horitzontal del perfil.

$A_{Qz}$ : àrea de la secció vertical del perfil.

## 2.3. Forjats

El forjat a col·locar es tracta d'un forjat unidireccional format per biguetes d'acer IPE d'acer S275JR amb una separació entre eixos de 70cm. Les biguetes van recolzades sobre les ales superiors de les bigues principals HEB i cobertes per bovedilles de formigó T-25. A sobre s'hi abocarà una capa de formigó de 5cm que treballarà a compressió amb una malla electrosoldada per assegurar la cohesió i resistència d'aquest.

Hi hauran quatre tipus diferents de biguetes, dues pel terrat i altres dues per la primera planta, ja que hi ha certs punts on la longitud de les biguetes és de 4,25m o inferior i d'altres on és 5,5m i per tant és necessari un perfil més resistent. Al terrat s'hi col·locaran biguetes IPE 160 i IPE 200 on la distància és de 5,5m i a la primera planta IPE 180 i IPE 220. A l'annex de plànols s'inclouen els detalls de les biguetes del forjat a col·locar en cada posició.



**Figura 2.1.** Mides d'una bovedilla.



**Figura 2.2.** Imatge de la bovedilla dels forjats.**Figura 2.3.** Fotografia de les bovedilles col·locades sobre les biguetes.

### 2.3.1. Característiques mecàniques de les biguetes del forjat

**Taula 2.3.** Característiques mecàniques de les biguetes del forjat.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
IPE 160	20,1	109	16,7	0,45	6,58	1,84	12,13	7,26
IPE 180	23,9	146	22,2	0,56	7,42	2,05	14,56	8,69
IPE 200	28,5	194	28,5	0,67	8,26	2,24	17	10,24
IPE 220	33,4	252	37,3	0,83	9,11	2,48	20,24	12,42

On:

A: àrea de la secció del perfil.

W<sub>y</sub>: moment resistent en l'eix y.

W<sub>z</sub>: moment resistent en l'eix z.

W<sub>t</sub>: moment resistent torçor.

i<sub>y</sub>: radi de gir en l'eix y.

i<sub>z</sub>: radi de gir en l'eix z.

A<sub>Qy</sub>: àrea de la secció horitzontal del perfil.

A<sub>Qz</sub>: àrea de la secció vertical del perfil.

## 2.4. Materials

A continuació es detallen els materials utilitzats per a la construcció de l'estructura de l'edifici.

#### *2.4.1. Bigues i pilars*

Per a les bigues, pilars i biguetes dels forjats s'ha utilitzat acer laminat S275 JR. El seu mòdul elàstic és  $E_s=206$  GPa i la tensió límit  $\sigma_s=275$ MPa. La densitat de l'acer és de  $7850\text{ kg/m}^3$ .

#### *2.4.2. Armat dels forjats*

L'acer utilitzat per a l'armadura dels forjats és el B 400 S. El seu mòdul elàstic és  $E_s=206$  GPa i la resistència característica és de 400MPa.

#### *2.4.3. Xapa d'acer*

L'acer utilitzat per a les plaques d'ancoratge i d'unió entre els perfils és del tipus S275JR.

#### *2.4.4. Formigó dels forjats*

El formigó pels forjats és el HA-25. La seva resistència característica és de 25 MPa. El coeficient de minoració del material de 1,5, per tant la resistència de càlcul és de 16,67 MPa.



# CAPÍTOL 3:

## ACCIONS SOBRE

## L'EDIFICI

Les accions que actuen sobre l'edifici són diverses. En aquest capítol es descriuen i detallen els seus valors característics, la combinació d'accions considerades i la introducció al programa de càlcul CYPE Nuevo Metal 3D.

### 3.1. Accions permanents considerades

En aquest apartat es presenten les accions permanents considerades pel càlcul i dimensionament de l'estructura en valor característic. Els valors estan agafats del document bàsic SE-AE del CTE. En apartats posteriors s'aplicarà el coeficient de majoració pertinent.

#### *3.1.1. Pes propi de l'estructura*

El pes propi de l'estructura es correspon al pes de les bigues i pilars principals de l'estructura. Sent la densitat de l'acer de  $7850 \text{ kg/m}^3$  les càrregues lineals dels diferents perfils són de:

**Taula 3.1.** *Pes lineal dels pilars utilitzades.*

Perfil	Pes lineal [N/m]
HEB-300	1170
HEB-320	1266

**Taula 3.2.** *Pes lineal de les bigues utilitzades.*

Perfil	Pes lineal [N/m]
IPE 200	224
IPE 240	307
HEB 140	338
HEB 160	426
HEB 180	512
HEB 200	613
HEB 280	1030
HEB 300	1170
HEB 320	1266
HEB 400	1553
Doble HEB 260	1859

### 3.1.2. *Pes forjat*

El forjat consistirà en un forjat unidireccional format per biguetes d'acer IPE, bovedilles i una capa de formigó de compressió de 5 cm. El forjat serà el mateix a les dues plantes, primera planta i terrat. Com a càrrega pel dimensionament de l'estructura s'ha considerat la indicada al CTE de  $4 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.1.3. *Acabat coberta*

L'acabat de la coberta provoca un sobre pes permanent de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.1.4. *Paviment*

L'acabat del primer pis, el paviment, suposa una càrrega de  $1 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.1.5. *Tancament exterior*

El tancament de l'edifici suposa una càrrega pels perfils exteriors. La càrrega considerada és  $8 \text{ kN/m}$ .

### 3.1.6. *Sobrecàrrega permanent interior*

De manera addicional s'ha suposat una sobrecàrrega interior deguda als tancaments interiors. Aquests no són uniformes però són mínims, així que s'ha considerat que una càrrega de  $1 \text{ kN/m}^2$  serà suficient.

### 3.1.7. *Barana del terrat*

La barana que rodeja l'edifici situada al terrat suposa una carga lineal de  $1,5 \text{ kN/m}$  pels perfils exteriors.



### 3.1.8. Pes cúpula

El pes de la cúpula es correspon a les reaccions obtingudes als recolzaments d'aquesta durant el seu dimensionament. La reacció a cada recolzament està definida per tres components: X, Y i Z.

**Taula 3.3.** Càrrega de la cúpula.

Recolzament	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
N62	15,87	208,427	-81,812
N63	47,144	174,681	-74,983
N64	33,312	57,699	-35,081
N65	127,706	128,169	-74,983
N66	172,569	117,957	-81,812
N67	188,438	90,47	-81,812
N68	174,853	46,506	-74,983
N69	66,622	0	-35,08
N70	174,853	-46,506	-74,983
N71	188,438	-90,47	-81,812
N72	172,569	-117,957	-81,812
N73	127,706	-128,169	-74,983
N74	33,312	-57,699	-35,081
N75	47,144	-174,681	-74,983
N76	15,87	-208,427	-81,812
N77	-15,87	-208,427	-81,812
N78	-47,144	-174,681	-74,983
N79	-33,312	-57,699	-35,081
N80	-127,706	-128,169	-74,983
N81	-172,569	-117,957	-81,812
N82	-188,438	-90,47	-81,812
N83	-174,853	-46,506	-74,983
N84	-66,622	0	-35,08
N85	-174,853	46,506	-74,983
N86	-188,438	90,47	-81,812
N87	-172,569	117,957	-81,812
N88	-127,706	128,169	-74,983
N89	-33,312	57,699	-35,081
N90	-47,144	174,681	-74,983
N91	-15,87	208,427	-81,812

### 3.1.9. Escales

Les escales de formigó suposen una càrrega addicional a certes parts de l'estructura on aquestes estan situades. El pes de l'escala està formada per el pes propi d'aquesta (la llosa de formigó), els esglaons i la sobrecàrrega considerada.

- Pes propi:  $5 \text{ kN/m}^2$
- Esglaons:  $2 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecàrrega escala de manteniment:  $3 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecàrrega escala principal:  $5 \text{ kN/m}^2$

S'ha considerat que les bigues aguanten cada un dels trams de l'escala i el replà es recolza sobre el mur. Els trams de l'escala principal fan 4,2m de longitud cada un i els de les escales secundaries 3 m, per tant la càrrega lineals que hi ha que considerar sobre els perfils on hi ha situada les escales són les següents:

- Escala principal:  $4,2 \cdot (5 + 5 + 2) = 50,4 \text{ kN/m}$
- Escala de manteniment:  $3 \cdot (5 + 3 + 2) = 30 \text{ kN/m}$

## 3.2. Accions variables considerades

Les següents accions variables són les considerades pel dimensionament de l'estructura. El seu valor apareix en valor característic, tal i com es presenta al CTE. En apartats posteriors s'aplicarà el coeficient de majoració pertinent.

### 3.2.1. Sobrecàrrega d'ús de la coberta

Al considerar una coberta transitable només per a manteniment, la sobrecàrrega d'ús considerada pels càlculs és de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . Aquesta càrrega és una acció variable.

### 3.2.2. Sobrecàrrega d'ús de la primera planta

La categoria d'ús de l'edifici es correspon al C3 (Zona d'accés al públic tipus sales d'exposicions, museus...), per tant la sobrecàrrega d'ús per la primera planta és de  $5 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2.3. Neu

La sobrecàrrega de neu a la zona de Menorca, segons el CTE zona 5, li correspon una càrrega de  $0,2 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2.4. Vent

L'acció del vent ve determinada per la següent expressió:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (3.1)$$

On:

$q_b$  és l'acció dinàmica del vent. Com a valor mitjà es pot adoptar el valor de  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Per a una major precisió es pot determinar a partir de l'annex D del capítol d'accions a l'edificació del CTE. Menorca correspon a la zona C, per tant, la pressió dinàmica és de  $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$ .

$c_e$  és el coeficient d'exposició i depèn de l'altura de l'edifici o estructura. Es determina a l'apartat 3.3.3. Amb un grau d'entorn IV i una altura total de l'edifici 7m el  $c_e = 1,7$ . El valor s'ha extret per interpolació lineal.

$$c_e = \frac{(h-h_1)}{(h_2-h_1)} \cdot (c_{e2} - c_{e1}) + c_{e1} \quad (3.2)$$

**Taula 3.4.** Coeficient d'exposició.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

$c_p$  és el coeficient eòlic o de pressió i depèn de la forma de l'edifici o estructura. En el present cas és suficient considerar els coeficients eòlics a sotavent i sobrevent, a més, al tenir una coberta plana tota la seva superfície estarà a succió i no és necessari considerar l'acció del vent, ja que se està a favor de la seguretat.

**Taula 3.5.** Coeficient eòlic.

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≤ 5,00
Coeficiente eólico de presión, $c_p$	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, $c_s$	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	0,6	0,7

L'esveltesa de l'edifici és inferior a 0,25, per tant  $c_p = 0,7$  a sobrevent i a sotavent de  $c_p = -0,3$ .

Així el valor característic de l'acció del vent a sobrevent és:

$$q_e = 0,52 \cdot 1,7 \cdot 0,7 = 0,62 \text{ kN/m}^2$$

I a sotavent:

$$q_e = 0,52 \cdot 1,7 \cdot (-0,3) = -0,26 \text{ kN/m}^2$$

L'acció del vent s'ha considerat des de dues direccions diferents, ortogonals entre elles, però al ser un edifici amb una estructura similar en les dues direccions els resultats obtinguts han estat molt similars, per tant s'ha optat per presentar només els resultats d'una de les hipòtesis. La direcció considerada als

resultats, presentats més al davant, corresponen al vent actuant perpendicularment a sobrevent a la façana principal.

### 3.3. Accions accidentals (acció sísmica)

L'acció sísmica sobre un edifici es defineix a la norma NCSE-02. Els criteris principals per determinar l'efecte d'aquest tipus d'accions al territori espanyol consisteix en la classificació de l'edifici i la zona on està situat.

Pel primer criteri, la norma defineix tres tipus d'edificis segons la seva importància:

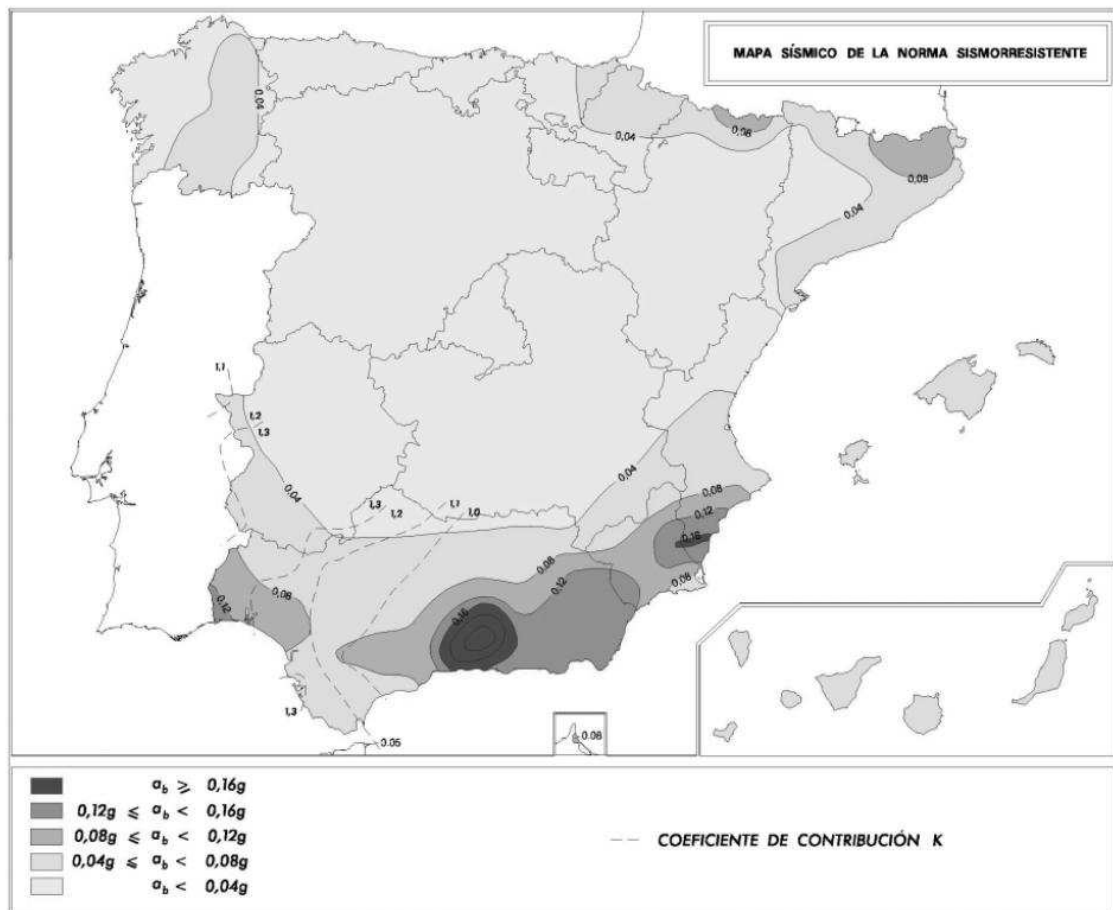
- Importància moderada: són aquells on, en cas de terratrèmol, la probabilitat de que causin víctimes, interrompin un servei o produeixin danys econòmics a tercers és menyspreable.
- Importància normal: són els edifici que, en cas de terratrèmol, la seva destrucció pot causar víctimes, interrompre un servei pel públic o produir importants pèrdues econòmiques, però no es tracta en cap cas de serveis imprescindibles ni pot ocasionar efectes catastròfics.
- Importància especial: són les construccions on la destrucció degut a un terratrèmol pot interrompre un servei imprescindible o causar efectes catastròfics.

L'aplicació de la norma és obligatòria a tots els edificis recollits a l'article 1.2.1 de la mateixa norma a excepció de:

- A les construccions de importància moderada
- Als edificis d'importància moderada i normal quan l'acceleració sísmica bàsica  $a_b$  sigui inferior a 0,04g.
- A les construccions d'importància normal amb pòrtics ben arriostrats entre ells en totes les direccions quan l'acceleració sísmica bàsica  $a_b$  sigui inferior a 0,08g

El segon criteri a seguir és l'acceleració del terreny, que es pot consultar al mapa de perillositat sísmica de la norma, on s'indiquen els valors d'acceleració sísmica bàsica de tot l'estat espanyol.

L'edifici projectat es considera una construcció d'importància normal i l'acceleració sísmica bàsica al municipi d'Alaior és de 0,04g. Al ser un edifici d'importància normal s'hauria de calcular els efectes de l'acció sísmica, però considerant que l'acceleració sísmica bàsica és inferior als 0,08g i els pòrtics estan correctament arriostrats entre ells no és necessari considerar els efectes.



**Figura 3.1.** Mapa de perillositat sísmica.

### 3.4. Combinació d'accions considerades

Amb totes les accions definides és important tenir present que no necessàriament totes actuen simultàniament, per aquesta raó el CTE en el DB-SE defineix les combinacions d'accions. Depenent del tipus d'acció s'apliquen una sèries de coeficients (coeficient de combinació) per tal de disminuir la càrrega d'accions que difícilment es produiran simultàniament i d'aquesta manera no sobre dimensionar en excés l'estructura.

El dimensionament de l'estructura s'ha realitzat a partir de dues combinacions d'accions tal i com indica el CTE. Una per les comprovacions de les barres a E.L.U. i una altra per les comprovacions de les barres a E.L.S.

Per a E.L.U en situació permanent o transitòria es considera la següent expressió:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

On:

$G_{k,j}$ : una càrrega permanent qualsevol.

$Q_{k,1}$ : la càrrega variable principal.

$Q_{k,i}$ : una càrrega variable qualsevol.

$\gamma_G$ : coeficient de majoració de les càrregues permanents.

$\gamma_Q$ : coeficient de majoració de les càrregues variables.

$\psi_0$ : coeficient de combinació.

On es consideren simultàniament totes les accions permanents aplicant el seu coeficient de majoració, una acció variable qualsevol amb el seu coeficient de majoració i la suma de la resta d'accions variables aplicant els seus corresponents coeficients de majoració i un coeficient de combinació ( $\psi_{0,i}$ ). El coeficient de majoració és de  $\gamma_G = 1,35$  per les càrregues permanents degudes al propi pes, com el pes de l'estructura, les escales i l'ascensor, i de  $\gamma_Q = 1,5$  per les variables, sobrecàrregues d'ús, neu i vent.

El terrat es correspon a una coberta transitable només per a manteniment (categoria H), el coeficient de combinació és  $\psi_0 = 0$  per a les sobrecàrregues d'ús i de  $\psi_0 = 0,5$  per a càrregues de neu a altituds menors de 1000m. Per la primera planta, categoria C (destinada al públic) el coeficient de combinació es de  $\psi_0 = 0,7$ . Finalment, el coeficient de combinació del vent és de  $\psi_0 = 0,6$ . A continuació es presenten les combinacions possibles, de les quals només s'estudiarà la més desfavorable.

Considerant com a càrrega principal les dues sobrecàrregues d'ús:

$$E_{d1} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \cdot 1,5 N/m^2 + 1,5 \cdot 5 N/m^2 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,2 N/m^2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (0,62 + 0,26) N/m^2 = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 10,692 N/m^2$$

Considerant com a càrrega principal la neu:

$$E_{d2} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \cdot 0,2 N/m^2 + 1,5 \cdot 0 \cdot 1,5 N/m^2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5 N/m^2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (0,62 + 0,26) N/m^2 = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 6,342 N/m^2$$

Considerant com a càrrega principal el vent:

$$E_{d3} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \cdot (0,62 + 0,26) N/m^2 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,2 N/m^2 + 1,5 \cdot 0 \cdot 1,5 N/m^2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5 N/m^2 = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 6,72 N/m^2$$

Per a realitzar els càlculs i les comprovacions de E.L.U. s'utilitzarà la combinació  $E_{d1}$  que és la més desfavorable. En teoria s'haurien de realitzar dos combinacions diferents per tractar els dos estats de E.L.U. que defineix el CTE, resistència i estabilitat, però s'utilitzarà aquesta per les comprovacions a estabilitat a pesar que es correspon a la de resistència (el coeficient de seguretat degudes al pes propi per a la comprovació a estabilitat és menor  $\gamma_G = 1,10$ , per tant estem a favor de la seguretat). A més, s'han considerat les accions puntuals i lineals que provoquen la cúpula, l'ascensor i les escales.

Pel càlcul i comprovacions dels E.L.S s'han considerat totes les accions, permanents i variables, en valor característic segons la següent expressió:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \frac{N}{m^2} + 5 \frac{N}{m^2} + 0,2 \frac{N}{m^2} + (0,62 + 0,26) \frac{N}{m^2} \\ &= \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 7,58 \frac{N}{m^2} \end{aligned}$$

**Taula 3.6.** Coeficients de seguretat de les accions

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
<b>Resistencia</b>	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
<b>Estabilidad</b>		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

**Taula 3.7.** Coeficients de combinació

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)	<sup>(1)</sup>		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

## 3.5. Distribució de les càrregues i introducció al programa de càlcul

El programa de càlcul utilitzar per al dimensionament i obtenció d'esforços és el programa matricial CYPE Nuevo Metal 3D. La majoria de les accions (les donades

en valor de superfície) s'han introduït amb la opció de "paños" que permet introduir-les com a cargues superficials seguint la direcció dels forjats. En el cas del vent s'ha suposat la seva acció sobre els pilars exterior de l'estructura, considerant dues direccions de càlcul diferents ortogonals entre elles però al ser un edifici molt similar en les dues direccions els resultats eren molt semblants, per tant s'ha optat per només presentar un dels casos. La direcció considerada als resultats, presentats més al davant, corresponen al vent actuant perpendicularment a sobrevent sobre la façana principal. La carga s'ha introduït en forma lineal, el valor s'ha calculat segons la superfície d'acció del vent sobre la façana de l'edifici. El pes de les escales, la barana del terrat i els tancaments exteriors s'han introduït com a càrregues lineals i el pes de la cúpula com a forces puntuals.



# **CAPÍTOL 4:**

## **RESULTATS I**

### **COMPROVACIONS DE**

#### **L'ESTRUCTURA**

En aquest capítol es presentaran els resultats de tensions i fletxes dels perfils més desfavorables de l'estructura. Aquesta ha estat calculada amb el programa de càlcul matricial CYPE Nuevo Metal 3D. A més, en apartats posteriors, es realitzen les comprovacions pertinents amb les dades obtingudes del programa que obliga el CTE (E.L.U. i E.L.S.) per assegurar el bon funcionament i la seguretat de l'edifici.

#### **4.1. Resultats de les bigues**

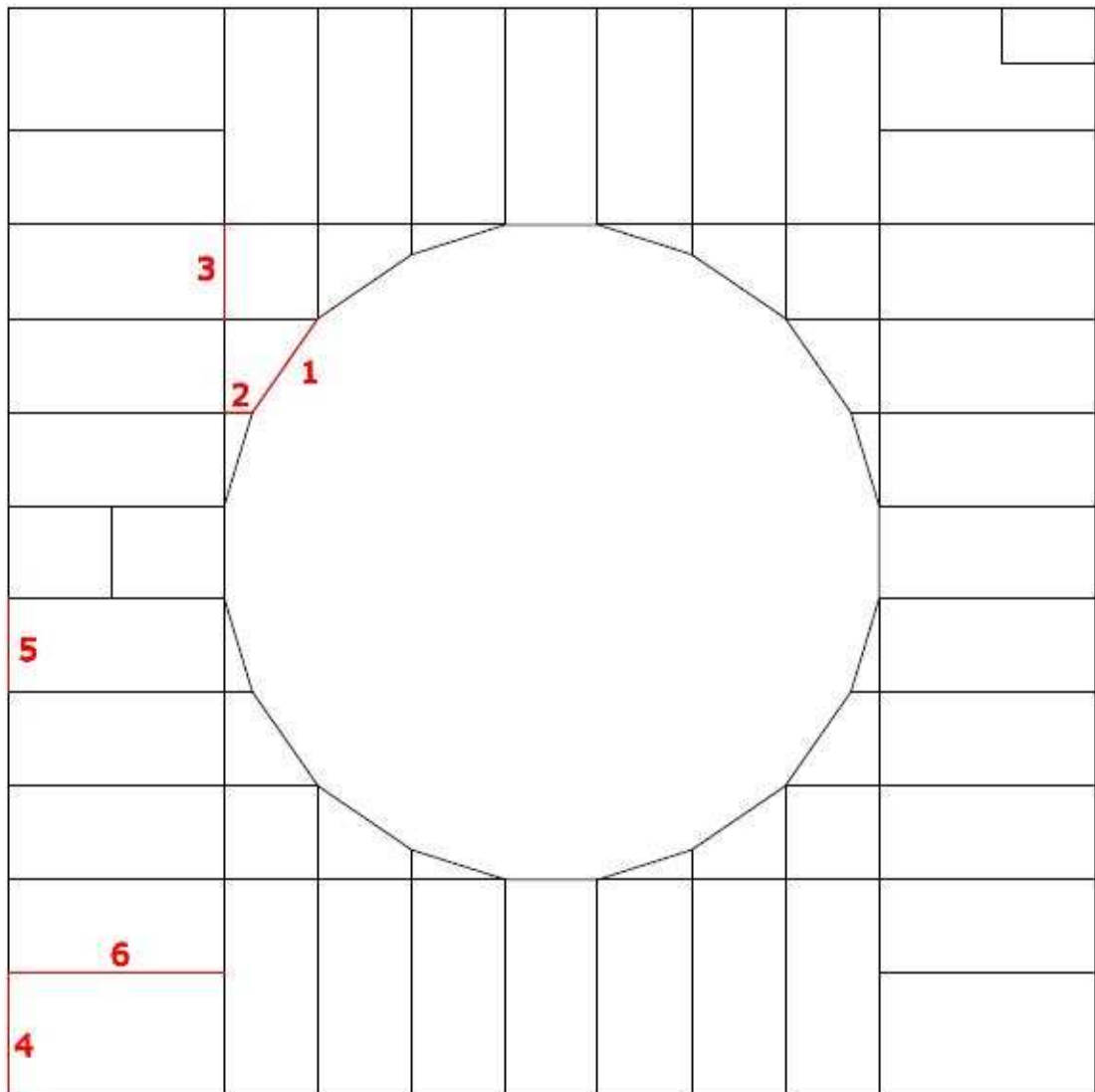
En aquest primer apartat es mostren els resultats extrets del programa de càlcul matricial CYPE Nuevo Metal 3D de les bigues més desfavorables. Les dades presentades a continuació són les tensions i les fletxes, necessàries per analitzar i realitzar les comprovacions de seguretat posteriorment.

##### **4.1.1. Tensions**

Les dades següents pertanyen a les tensions de les bigues més desfavorables. Es mostren els resultats tant de les bigues de la primera planta com les del terrat. A més, es presenta un esquema de les bigues analitzades.

**Taula 4.1.** Tensions de les bigues de la primera planta.

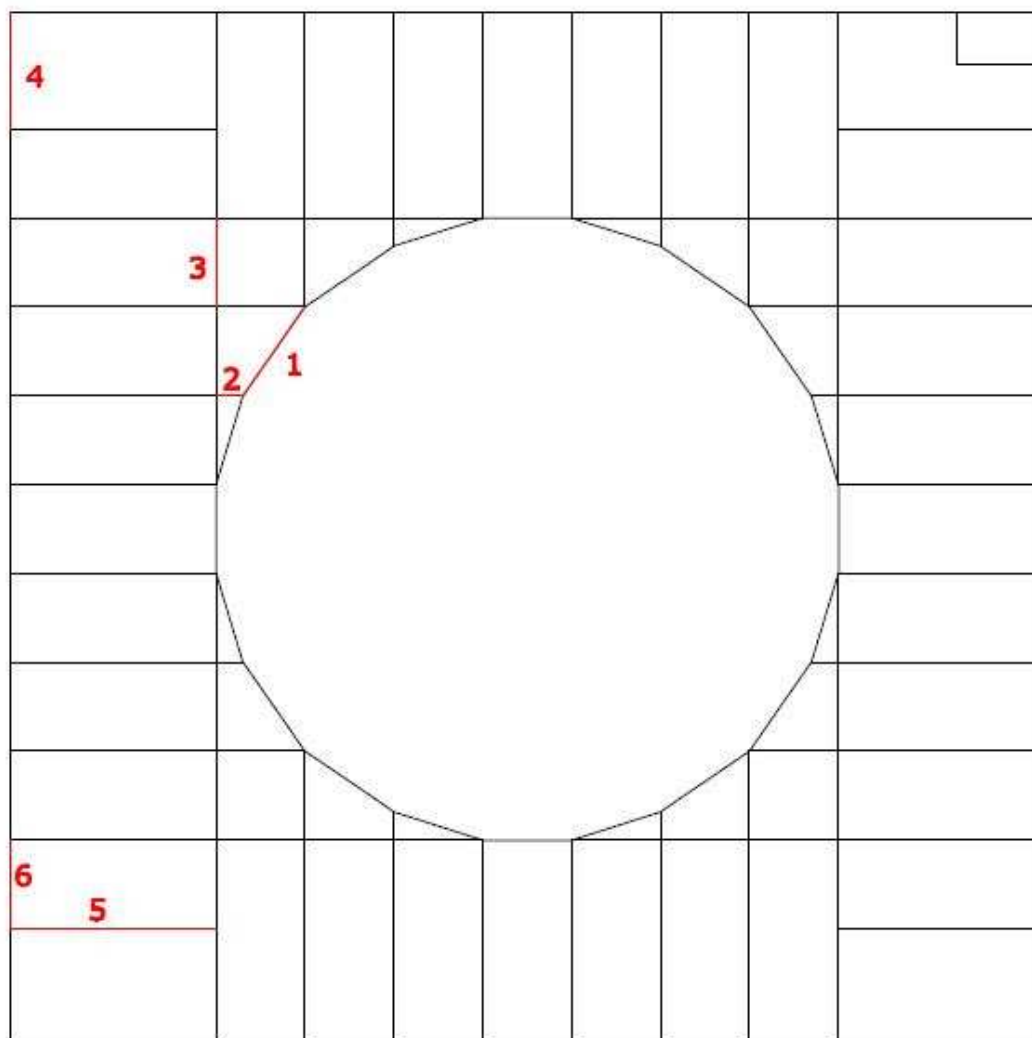
	Perfil	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor [kNm]	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
1	HEB 180	99,88	-74,17	1,56	0	87,13	-0,89
2	HEB 200	34,84	-90,31	5,35	-0,02	-91,52	5,94
3	HEB 160	10,68	-51,8	0,48	0	72,36	-0,23
4	IPE 240	-6,16	-29,32	-0,06	0	31,59	-0,06
5	IPE 200	-3,62	-18,54	-0,86	-0,01	24,59	-0,38
6	HEB 400	114,03	-540,44	0,32	0,01	386,49	-0,04

**Figura 4.1.** Esquema de les bigues de la planta.

A continuació les tensions obtingudes de les bigues del terrat.

**Taula 4.2.** Tensions de les bigues del terrat.

	Perfil	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor [kNm]	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
1	Doble HEB 260	937,52	-103,45	-240,95	0,07	102,54	-191,76
2	HEB 300	-76,82	-193,14	-49,27	-0,03	-148,48	53,87
3	HEB 140	-23,43	-32,77	-1,66	-0,01	45,78	-0,68
4	IPE 240	-6,18	-9,66	0,43	-0,01	9,26	-0,13
5	HEB 320	-184,89	-341,55	0,56	0	245,28	-0,07
6	IPE 200	-6,99	-5,23	0,11	0	6,69	0,05



**Figura 4.2.** Esquema de les bigues del terrat.

#### 4.1.2. Fletxes

Les bigues amb major fletxa es corresponen als perfils que suporten els forjats, és a dir, les HEB 320 en el cas del terrat i les HEB 400 per a les de la planta

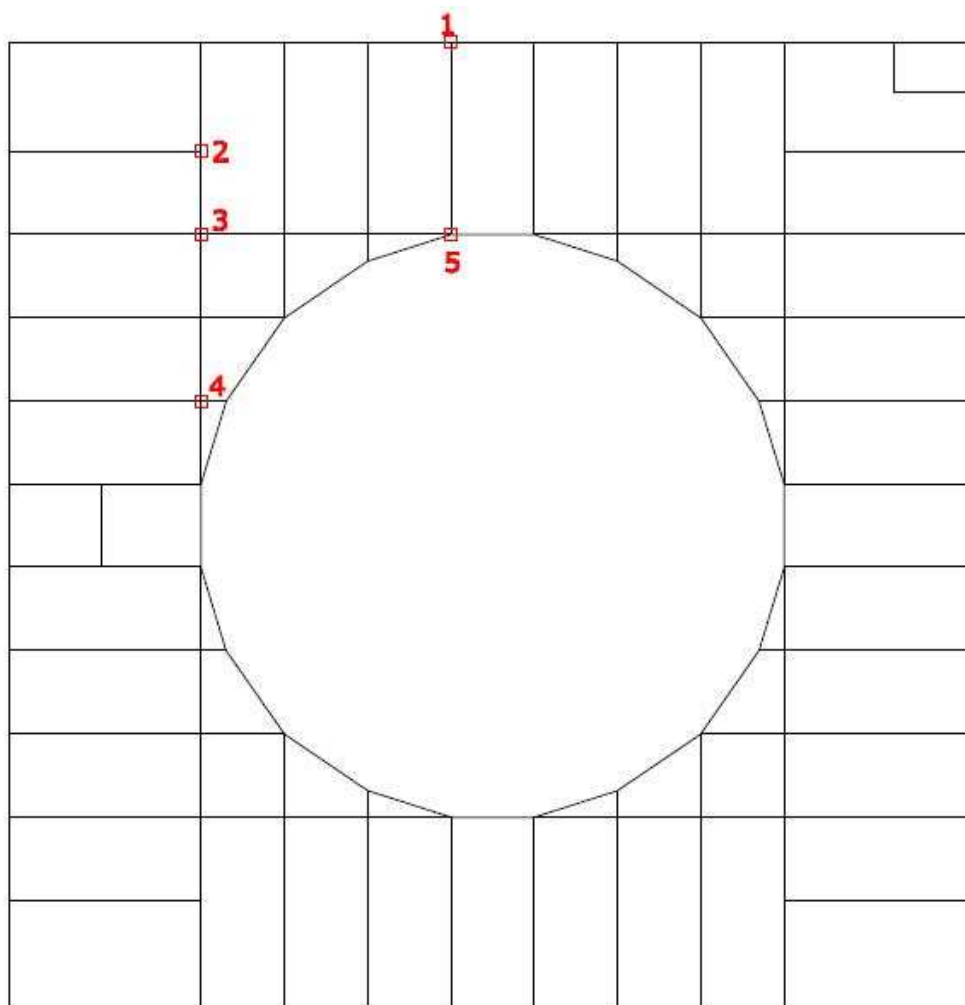
primera. La fletxa màxima del les bigues HEB 320 és de l'ordre de 25mm. En el cas dels perfils HEB 400, la fletxa màxima és d'uns 20mm. La resta de bigues no tenen una fletxa suficient significativa per a ser comentada.

## 4.2. Resultats dels pilars

A continuació es presenten les tensions dels pilars analitzats i esquemes indicant la posició de cada un.

**Taula 4.3.** Tensions dels pilars P0-P1.

	Perfil	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
1	HEB 300	-633,55	-210,94	2,5	0	96,47	1,04
2	HEB 320	-940,24	239,53	6,73	0	-95,26	3,57
3	HEB 300	-801,41	190,16	6,47	0	-76,56	3,54
4	HEB 300	-852,31	167,81	7,48	0,03	-62,59	-3
5	HEB 300	-779,78	189,97	6,33	0,01	-72,08	2,55

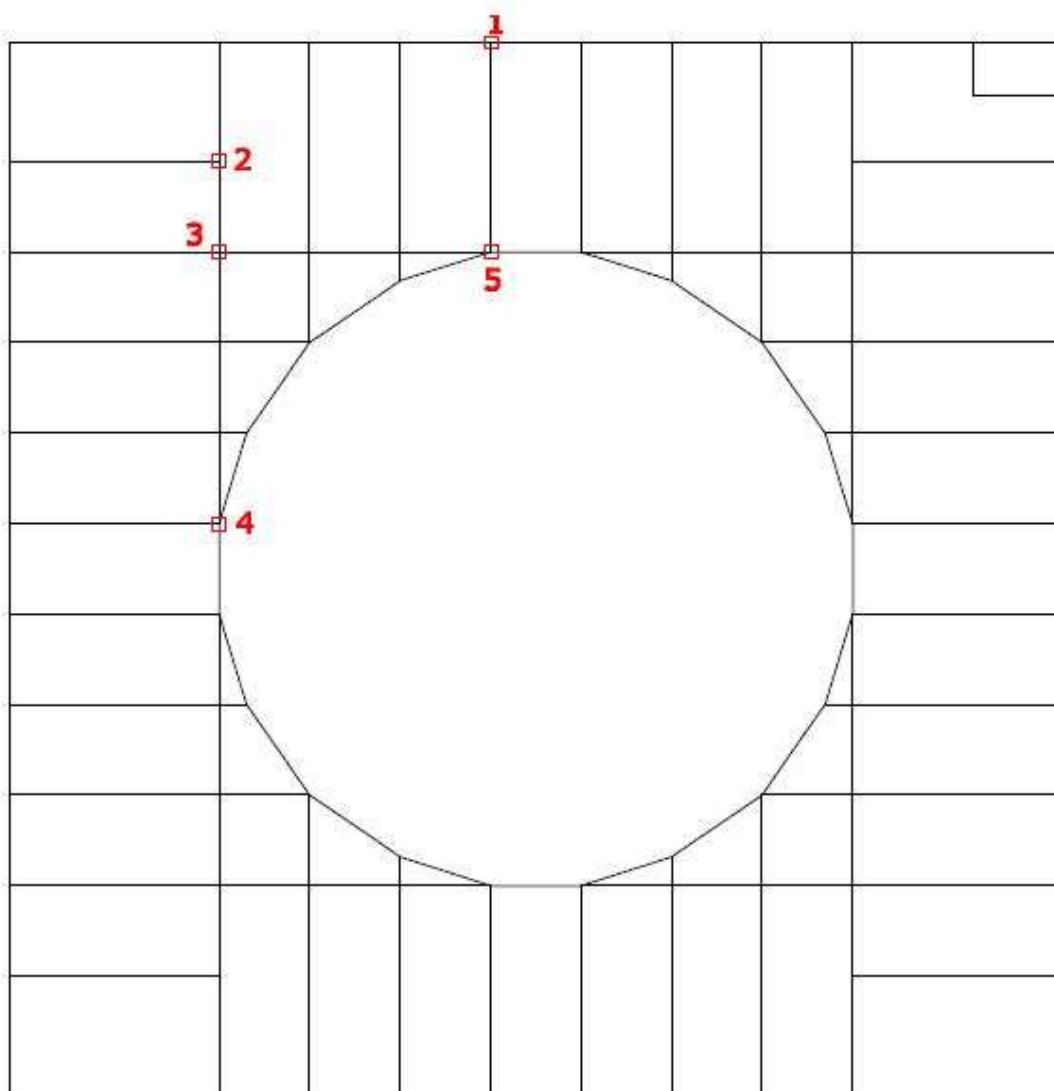


**Figura 4.3.** Esquema dels pilars inferiors analitzats.

Resultats dels pilars de la planta superior.

**Taula 4.4.** Tensions dels pilars P1-Terrat.

	Perfil	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
1	HEB 300	-236,12	-323,13	2,06	-0,03	182,82	1,2
2	HEB 320	-368,43	342,12	7,91	0	-187,59	-4,4
3	HEB 300	-313,59	284,04	-5,92	0,01	-157,21	2,93
4	HEB 300	-343,72	279,53	15,11	0,08	-159,06	-6,16
5	HEB 300	-389,18	253,57	-13,28	0,06	-140,12	6,32



**Figura 4.4.** Esquema dels pilars superiors.

### 4.3. Comprovació de les bigues

Les comprovacions d'estats límits a realitzar en el cas de les bigues són dos: estat límit últim i estat últim de servei. El primer assegura que el perfil suporta

les tensions a les que està sotmès i el segon ens permet saber que el perfil no tindrà una excessiva deformació.

#### 4.3.1. E.L.U.

Amb els resultats de l'apartat anterior i les característiques mecàniques dels perfils es procedeix a calcular la tensió equivalent del perfil. Primer es calcula la tensió normal i la tensió tangencial amb les següents expressions:

$$\sigma = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \quad (4.1)$$

On:

$\sigma$ : tensió normal

$N_x$ : esforç axil

$M_y$ : moment flector en x

$M_z$ : moment flector en y

A: àrea de la secció del perfil

$W_y$ : moment resistent en y

$W_z$ : moment resistent en z

$$\tau \leq \left| \frac{T_y}{A_{Qy}} + \frac{T_z}{A_{Qz}} \right| + \left| \frac{M_T}{W_T} \right| \quad (4.2)$$

On:

$\tau$ : tensió tangencial

$T_y$ : esforç tallant en y

$T_z$ : esforç tallant en z

$M_T$ : moment torçor

$A_{Qy}$ : àrea de la secció horitzontal del perfil

$A_{Qz}$ : àrea de la secció vertical del perfil

$W_T$ : moment resistent torçor

**Taula 4.5.** Característiques mecàniques de les bigues.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	A <sub>Oy</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>Oz</sub> [cm <sup>2</sup> ]
IPE 200	28,5	194	28,5	0,7	8,26	2,24	17	10,24
IPE 240	39,1	324	47,3	1	9,97	2,69	23,52	13,66
HEB 140	43	216	79	3,2	5,93	3,58	33,6	8,12
HEB 160	54,3	311	111	4,1	6,78	4,05	20,8	10,72
HEB 180	65,3	426	151	5,1	7,66	4,57	50,4	12,92
HEB 200	78,1	570	200	6,3	8,54	5,07	60	15,3
HEB 280	131,4	1380	471	10,9	12,1	7,09	100,8	25,62
HEB 300	149,1	1680	571	12,8	13	7,58	114	28,82
HEB 320	161,3	1930	616	15	13,8	7,57	123	29,78
HEB 400	197,8	2880	721	19,7	17,1	7,4	144	47,5
Doble HEB 260	236	2295	1934	20	11,24	14,59	182	45

On:

A: àrea de la secció del perfil.

W<sub>y</sub>: moment resistent en l'eix y.

W<sub>z</sub>: moment resistent en l'eix z.

W<sub>t</sub>: moment resistent torçor.

i<sub>y</sub>: radi de gir en l'eix y.

i<sub>z</sub>: radi de gir en l'eix z.

A<sub>Oy</sub>: àrea de la secció horitzontal del perfil.

A<sub>Oz</sub>: àrea de la secció vertical del perfil.

Utilitzant les expressions 4.1 i 4.2 junt amb les dades de les taules 4.1, 4.2 i 4.5 es calculen les tensions normals i tangencials de les bigues. Amb els resultats de les tensions es pot procedeix a calcular el valor de la tensió equivalent de Von-Mises amb la formula següent:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (4.3)$$

**Taula 4.6.** Tensions de les bigues de la primera planta.

	Perfil	σ [MPa]	τ [MPa]	σ <sub>eq</sub> [MPa]
1	HEB 180	199,73	67,61	231,54
2	HEB 200	189,65	63,98	219,65
3	HEB 160	172,85	67,61	208,78
4	IPE 240	93,34	23,15	101,59
5	IPE 200	127,01	38,52	143,47
6	HEB 400	193,86	81,88	240,20

**Taula 4.7.** Tensions de les bigues del terrat.

	Perfil	$\sigma$ [MPa]	$t$ [MPa]	$\sigma_{eq}$ [MPa]
1	Doble HEB 260	209,39	36,82	218,89
2	HEB 300	206,40	58,59	230,00
3	HEB 140	178,17	59,71	206,01
4	IPE 240	40,49	16,83	49,89
5	HEB 320	189,34	82,37	237,07
6	IPE 200	33,27	6,56	35,16

La comprovació es fa comparant la tensió equivalent amb la tensió límit del material del perfil considerant el coeficient de seguretat pel material.

$$\sigma_{eq} \leq \sigma_{adm} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.5)$$

La tensió límit per l'acer S275JR és de 275MPa si els gruixos de les ales i anima del perfil és inferior a 16mm, sinó, la tensió límit és de 265MPa. En el present cas, la majoria de les bigues tenen un gruix a les ales superior als 16mm. Dels perfils utilitzats, els HEB 140, HEB 160 i HEB 200 es farà la comprovació amb una tensió límit del material de 275 MPa, en els altres casos el límit serà de 265 MPa. El coeficient parcial de seguretat del material té un valor de  $\gamma_{M1} = 1,05$ .

$$\sigma_{adm1} = f_{yd1} = \frac{275}{1,05} = 261 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm2} = f_{yd2} = \frac{265}{1,05} = 252 \text{ MPa}$$

Com es pot apreciar si es comparen els resultats obtinguts, la tensió de tots els perfils és inferior a la tensió admissible del material, per tant el criteri de E.L.U compleix per a totes les bigues.

#### 4.3.2. E.L.S.

La comprovació dels estats límits de servei en el cas de bigues es fa comparant el valor de la fletxa màxima amb la fletxa admissible.

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad (4.6)$$

La fletxa admissible és la longitud de la biga dividit per un factor que dóna el CTE al DB-SE. En aquest cas s'utilitzarà un factor de 300.

$$f_{adm} = \frac{L}{300} \quad (4.7)$$

La longitud dels perfils analitzats és de 9,8m i la fletxa màxima és de 25mm, aplicant les expressions 4.6 i 4.7 tenim:



$$25 \leq \frac{9800}{300} = 32\text{mm}$$

Per tant, tots els perfils tenen una fletxa màxima menor a l'admissible i el criteri de E.L.S. descrit pel CTE compleix.

## 4.4. Comprovació dels pilars

Els pilars estan sotmesos a una carga de compressió això pot provocar el vinclament d'aquests, per tant, la comprovació s'ha de fer considerant els estats límits últims d'estabilitat tal i com indica el CTE. Primer es calcula el paràmetre Chi que redueix l'eficàcia de l'àrea del perfil, després es calcula la tensió normal i tangencial utilitzant les dades de tensions extrems del programa de càlcul i característiques mecàniques dels perfils utilitzats.

El càlcul de les tensions normals i tangencials dels perfils es realitza amb les següents expressions:

$$\sigma = \frac{N_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \quad (4.8)$$

On:

$\sigma$ : tensió normal

$N_x$ : esforç axil

$M_y$ : moment flector en x

$M_z$ : moment flector en y

A: àrea de la secció del perfil

X: paràmetre chi de reducció per vinclament

$W_y$ : moment resistent en y

$W_z$ : moment resistent en z

$$\tau \leq \left| \frac{T_y}{A_{Qy}} + \frac{T_z}{A_{Qz}} \right| + \left| \frac{M_T}{W_T} \right| \quad (4.2)$$

$\tau$ : tensió tangencial

$T_y$ : esforç tallant en y

$T_z$ : esforç tallant en z

$M_T$ : moment torçor

$A_{Qy}$ : àrea de la secció horitzontal del perfil

$A_{Qz}$ : àrea de la secció vertical del perfil

$W_T$ : moment resistent torçor

Utilitzant les formules 4.8 i 4.2 i amb les dades de les taules 4.3, 4.4 i 4.8 es calculen les tensions normals i tangencials. Els valors del coeficient chi és de 0,831 pels pilars inferiors i de 0,757 pels superiors. Aquest valors de Chi estan calculats detalladament a l'apartat següent.

**Taula 4.8.** Característiques mecàniques dels pilars.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
HEB 300	149,1	1680	571	12,8	13	7,58	114	28,82
HEB 320	161,3	1930	616	15	13,8	7,57	123	29,78

On:

A: àrea de la secció del perfil.

W<sub>y</sub>: moment resistent en l'eix y.

W<sub>z</sub>: moment resistent en l'eix z.

W<sub>t</sub>: moment resistent torçor.

i<sub>y</sub>: radi de gir en l'eix y.

i<sub>z</sub>: radi de gir en l'eix z.

A<sub>Qy</sub>: àrea de la secció horitzontal del perfil.

A<sub>Qz</sub>: àrea de la secció vertical del perfil.

I finalment es calcula el valor de la tensió equivalent de Von-Mises:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (4.3)$$

**Taula 4.9.** Resultat de les tensions dels pilars inferiors.

	Perfil	$\sigma$ [MPa]	$\tau$ [MPa]	$\sigma_{eq}$ [MPa]
1	HEB 300	181,07	33,56	190,17
2	HEB 320	205,21	32,28	212,69
3	HEB 300	189,20	26,88	194,84
4	HEB 300	181,77	24,32	186,59
5	HEB 300	187,10	26,02	192,44

**Taula 4.10.** Resultat de les tensions dels pilars superiors.

	Perfil	$\sigma$ [MPa]	$\tau$ [MPa]	$\sigma_{eq}$ [MPa]
1	HEB 300	216,84	65,88	245,04
2	HEB 320	220,26	63,35	246,08
3	HEB 300	207,19	55,59	228,47
4	HEB 300	223,27	61,98	247,74
5	HEB 300	208,63	53,86	228,54

La comprovació es fa comparant els valors de la tensió equivalent amb la tensió límit del material considerant el coeficient de reducció del material.

$$\sigma_{eq} \leq \sigma_{adm} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.5)$$

La tensió límit per l'acer S275JR és de 265MPa ja que els gruixos de les ales dels perfils HEB 300 i HEB 320 són major a 16mm. El coeficient parcial de seguretat del material té un valor de  $\gamma_{M1} = 1,05$ .

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{265}{1,05} = 252 \text{ MPa}$$

Tots els perfils compleixen.

#### 4.4.1. Càlcul del coeficient de reducció per vinclament $\chi$

Per realitzar la comprovació dels pilars a inestabilitat (vinclament) és necessari calcular el coeficient de reducció  $\chi$ .

Per començar es calcula l'esveltesa reduïda:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cdot \frac{1}{i} \quad (4.9)$$

On:

$E$ : mòdul elàstic del material.

$f_y$ : límit elàstic del material.

$i$ : radi de gir de la secció (el valor menor).

$L_k$ : és la longitud de vinclament del perfil i es calcula multiplicant la longitud d'aquest amb un paràmetre  $\beta$ .

$$L_k = \beta \cdot L \quad (4.10)$$

Els pilars inferiors tenen una alçada de 4,9 metres i s'ha utilitzat una  $\beta=0,7$ , ja que es considera que a la part inferior estan encastats, així que la longitud de vinclament és de 3,43m. Els pilars superiors tenen una longitud de 4,25 metres i s'ha determinat un valor de  $\beta=1$ , una beta conservadora, ja que la unió és més rígida que una articulació, així la longitud de vinclament és de 4,25m.

**Taula 4.11.** Característiques del material.

$E$ [MPa]	210000
$f_y$ [MPa]	275

**Taula 4.12.** Radi de gir dels perfils

Perfil	$i_z$ [cm]
HEB 300	7,58
HEB 320	7,57

Utilitzant l'expressió 4.9 i les taules 4.11 i 4.12 es calcula l'esveltesa reduïda, amb aquesta calculada es pot procedir a calcular els paràmetres  $\phi$  i  $\chi$ .

$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right] \quad (4.11)$$

On el valor  $\alpha$  depèn del tipus de perfil utilitzat. En aquest cas el valor per als dos tipus de perfil pren el valor de  $\alpha = 0,49$ .

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1 \quad (4.12)$$

Les taules següents mostren els resultats obtinguts, el valor de  $\chi$  s'utilitzarà per calcular la tensió dels perfils tal i com s'ha realitzat a l'apartat anterior.

**Taula 4.13.** Resultats del càlcul de  $\chi$  dels pilars inferiors.

	$\lambda$	$\phi$	$\chi$
1	0,372	0,612	0,912
2	0,372	0,612	0,912
3	0,372	0,612	0,912
4	0,372	0,612	0,912
5	0,372	0,612	0,912

**Taula 4.14.** Resultats del càlcul de  $\chi$  dels pilars superiors.

	$\lambda$	$\phi$	$\chi$
1	0,532	0,723	0,825
2	0,532	0,723	0,825
3	0,532	0,723	0,825
4	0,532	0,723	0,825
5	0,532	0,723	0,825

# CAPÍTOL 5:

## FONAMENTS

Els fonaments tenen com a objectiu transmetre les forces i moments de l'estructura al terreny. Així, aquests han de garantir suficient seguretat davant la ruptura i que les deformacions i assentaments siguin tolerables. En aquest capítol es descriu la solució adoptada de les fonamentacions per tal d'assegurar tots els requisits descrits. Es detalla el tipus de sabata i es descriu la unió ha dur a terme per unir els fonaments amb els pilars de l'edifici. A més, s'inclouen una sèrie de comprovacions de les sabates i plaques d'ancoratge per assegurar que el dimensionament adoptat és correcte.

### 5.1. Descripció de la solució adoptada

La solució adoptada consisteix en sabates aïllades, a excepció d'unes poques de combinades, de formigó HA-25 amb un armat inferior de tracció de barres d'acer corrugat B 400 S. La unió amb l'edifici es realitzarà mitjançant una placa d'ancoratge d'acer S275 amb carteles i unida amb cargols M20 d'acer 4.6.

### 5.2. Materials

Les característiques del formigó HA-25 utilitzat per a les fonamentacions són les següents:

**Taula 5.1.** *Característiques del formigó HA-25.*

<b>Formigó HA-25</b>	
Resistència característica (fck):	25 N/mm <sup>2</sup> 250 kp/cm <sup>2</sup>
Coeficient de minoració	1,50
Resistència de càlcul (fcd)	16,67 N/mm <sup>2</sup>

Les característiques de l'acer corrugat B 400 S utilitzat per l'armat són les següents:

**Taula 5.2.** Característiques de l'acer B 400 s.

**Armats: barres corrugades**

Tipus d'acer	B 400 S
Resistència característica ( $f_{yk}$ )	400 N/mm <sup>2</sup> 4.000 kp/cm <sup>2</sup>
Coefficient de minoració	1,15
Resistència de càlcul ( $f_{yd}$ )	347,82 N/mm <sup>2</sup>
Mòdul d'elasticitat E	210.000 N/mm <sup>2</sup>

### 5.3. Dades de l'informe geotècnic

L'annex IV es correspon a l'informe geotècnic realitzat sobre les parcel·les on s'ha projectat l'edifici. Les conclusions útils per al disseny i construcció de les cimentacions són les següents:

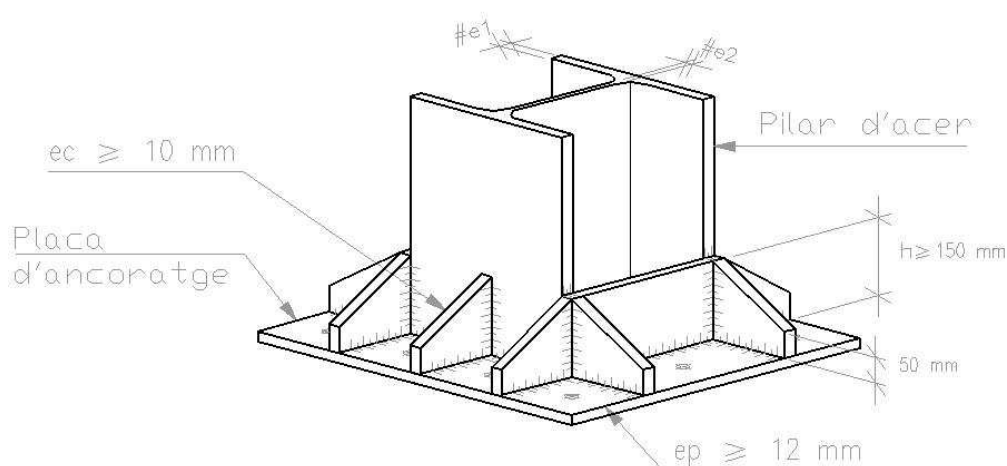
- La tensió admissible del terreny és de  $2,4 \text{ kg/cm}^2$ .
- Donada la composició carbonata dels materials no es consideren agressius.
- El coeficient de fregament intern és de  $30^\circ$ .
- Assentaments màxims de 2,4cm.

### 5.4. Dimensionament de les sabates

El dimensionament de les sabates s'ha realitzat amb el programa de càlcul CYPE Nuevo Metal 3D, que permet un dimensionament i extracció de resultats de manera molta ràpida. A l'annex de plànols s'inclouen els detalls de les diferents sabates, posició i armat d'aquestes.

### 5.5. Unió de la fonamentació amb l'edifici

La unió de les sabates amb els pilars es realitzarà amb una placa d'ancoratge de 60x60cm i 15mm de gruix i unit a la sabata mitjançant quatre cargols M20 ( $A_s = 275 \text{ mm}^2$ ) d'acer 4.6 ( $f_y = 240 \text{ N/mm}^2 / f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$ ). A més, es disposarà de carteles a  $45^\circ$  amb taló i d'altura 20 cm que aniran del peu del pilar al final de la placa d'ancoratge. El pilar i carteles es soldaran a la placa amb cordons de 7mm. El gruix de les carteles serà de 15mm.



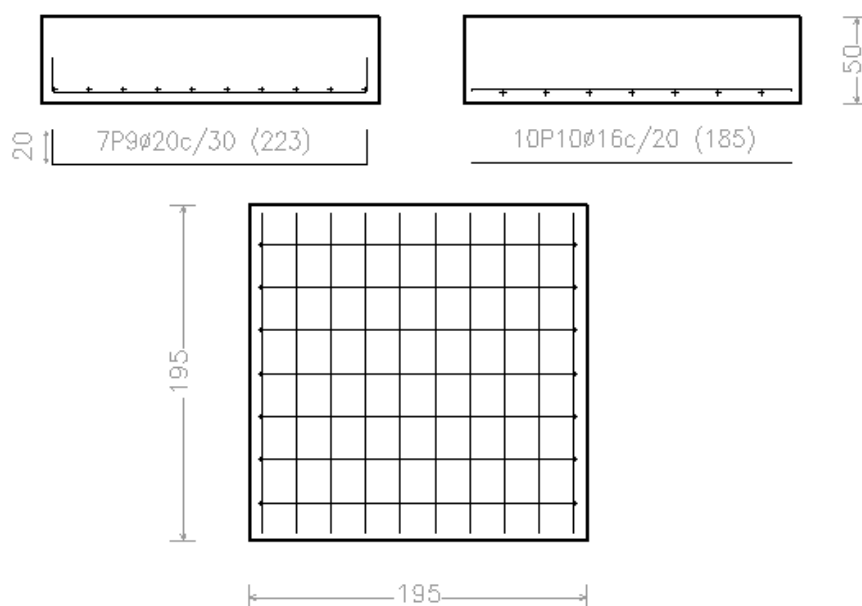
**Figura 5.1.** Placa d'ancoratge de la unió pilar-sabata.

## 5.6. Comprovació de la sabata N202

La sabata N202 és una sabata aïllada de tipus rígida que ha estat dimensionada amb el programa de càlcul Nuevo Metal 3D, en aquest apartat es realitzaran una sèrie de comprovacions per assegurar que aquesta sabata resisteix i és estable a les accions a les quals està sotmesa.

Les comprovacions que es realitzaran són: estabilitat vers l'esfondrament, estabilitat vers el bolcament, estabilitat vers el lliscament, comprovació de l'armadura de tracció i longituds d'ancoratge. La comprovació a tallant de l'armadura no és necessari realitzar-la, ja que la sabata és del tipus rígida.

Les dimensions són de 195x195x50cm i té un armat de 7 barres de diàmetre 20mm en l'eix x i de 10 barres de diàmetre 16mm en l'eix y. La separació horitzontal entre les barres complirà els criteris de la EHE 42.3.1.



**Figura 5.2.** Esquema sabata N202.

$$V = \frac{a' - a}{2} = \frac{195 - 32}{2} = 81,5 < 2 \cdot h = 100 \rightarrow \text{Sabata rígida} \quad (5.1)$$

On:

$a'$ : longitud de la sabata

$a$ : longitud de la base del pilar

$h$ : cantell de la sabata

#### 5.6.1. Accions en valor característic

Les accions característiques que transmet l'estructura a la fonamentació en l'eix X són les següents:

$$N_k = 674 \text{ kN}$$

$$V_k = 66,7 \text{ kN}$$

$$M_k = 65,7 \text{ kNm}$$

El moment flector i el tallant característics que transmet l'estructura a la fonamentació en l'eix Y són proper a zero, per tant en l'eix y només es considerarà l'axil.

$$N_k = 674 \text{ kN}$$

#### 5.6.2. Accions en valor de càlcul

Les accions de càlcul són el les accions en valor característic multiplicat per un valor de majoració  $\gamma_f = 1,5$ , així tenim que les accions en valor de càlcul sobre la fonamentació en l'eix X són:

$$N_d = 1029 \text{ kN}$$

$$V_d = 103 \text{ kN}$$

$$M_d = 102 \text{ kNm}$$

I sobre l'eix Y:

$$N_d = 1029 \text{ kN}$$

#### 5.6.3. Comprovació d'estabilitat vers l'esfondrament

La comprovació de l'estabilitat vers l'esfondrament es fa amb les accions amb valor característic en el pla de la fonamentació, per tant, és necessari sumar el pes de la sabata i considerar el moment flector a causa del tallant. Es realitzarà la comprovació en la direcció més desfavorable, és a dir, la direcció Y.

El pes de la sabata és:

$$W_z = (a' \cdot b' \cdot h) \gamma_{HA} = 1,95 \cdot 1,95 \cdot 0,5 \cdot 25 = 47,53 \text{ kN} \quad (5.2)$$

On:

$a'$  i  $b'$ : dimensions de la base de la sabata

$h$ : cantell de la sabata

$\gamma_{HA}$ : densitat del formigó



L'àxil al pla de la fonamentació és:

$$N_1 = M_k + W_z = 674 + 47,53 = 721,53 \text{ kN} \quad (5.3)$$

El moment flector en el pla de la fonamentació és:

$$M_1 = M_k + V_k \cdot h = 65,7 + 66,7 \cdot 0,5 = 99 \text{ kNm} \quad (5.4)$$

Es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{99}{721,53} = 0,137 \text{ m} \quad (5.5)$$

I es valora:

$$e \leq \frac{a'}{6} = \frac{1,95}{6} = 0,325 \text{ m} \quad (5.6)$$

Aleshores, la distribució de tensions sobre el terreny es pot considerar trapezoidal sent la tensió màxima al cantell de la sabata amb un valor de:

$$\sigma_{max} = \frac{N_1}{a' \cdot b'} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{a'} \right) = \frac{721,53}{1,95 \cdot 1,95} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,137}{1,95} \right) = 269 \text{ kN/m}^2 \quad (5.7)$$

I ha de complir:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 1,25 \cdot 224 = 300 \text{ kN/m}^2 \quad (5.8)$$

Compleix.

#### 5.6.4. Comprovació d'estabilitat vers el bolcament

La comprovació d'estabilitat vers el bolcament es realitza amb els valors característics de les accions a peu de sabata. Ha de complir el següent requisit:

$$C_{sv} \geq 1,5 \quad (5.9)$$

$$C_{sv} = \frac{\text{Moments estabilitzadors}}{\text{Moments desestabilitzadors}} = \frac{N_1 \cdot \frac{a'}{2}}{M_1} = \frac{721,53 \cdot 0,975}{99} = 7,1 \quad (5.10)$$

Compleix.

#### 5.6.5. Comprovació d'estabilitat vers el lliscament

La comprovació d'estabilitat vers el lliscament es dur a terme amb els valors característics de les accions al pla de la sabata i ha de complir:

$$C_{sd} \geq 1,5 \quad (5.11)$$

$$C_{sd} = \frac{\text{Forces estabilitzadores}}{\text{Forces desestabilitzadores}} = \frac{N_1 \cdot \text{tg} \rho_d}{V} = \frac{721 \cdot \text{tg}(\frac{2}{3} \cdot 30)}{66} = 3,9 \quad (5.12)$$

On:

$\rho_d$ : angle de fregament sabata-terreny, i s'aproxima a 2/3 de l'angle de fregament intern del terreny, en el present cas de 30°.

Compleix.

### 5.6.6. Comprovació de l'armat en l'eix X

La comprovació consisteix en calcular la quantia mínima necessària que necessita l'armat, per això es calcula la quantia per càlcul de les accions, la quantia mínima de tracció i la geomètrica. D'aquestes es pren el valor superior i es determina l'armat necessari per resistir.

La sabata disposa d'una armadura a tracció. Al ser de tipus rígid es pot menysprear el pes de la sabata i el model de càlcul és el de bieles i tirants. La distribució de tensions ha de ser uniforme o trapezoïdal, en aquest cas trapezoïdal tal i com s'ha indicat anteriorment. Pel càlcul de l'armadura les accions prenen el valor de càlcul.

Es calcula l'excentricitat de les accions en valor de càlcul:

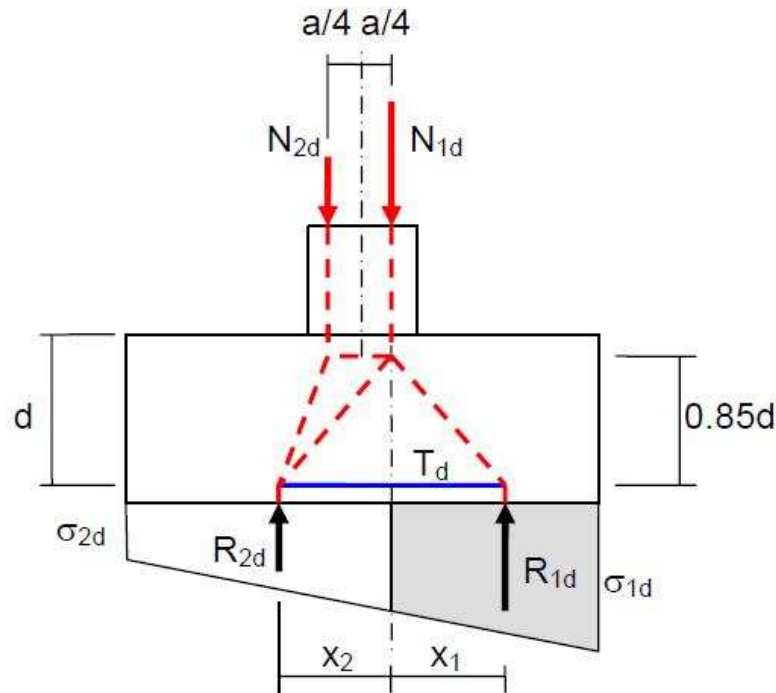
$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{102 + 103 \cdot 0,5}{1029} = 0,149m \quad (5.5)$$

I es procedeix a calcular les tensions sobre el terreny:

$$\sigma_{max} = \frac{N_d}{a' \cdot b'} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{a'} \right) = \frac{1029}{1,95 \cdot 1,95} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,149}{1,95} \right) = 394 \text{ kN/m}^2 \quad (5.7)$$

$$\sigma_{med} = \frac{N_d}{a' \cdot b'} = \frac{1029}{1,95 \cdot 1,95} = 270 \text{ kN/m}^2 \quad (5.13)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_d}{a' \cdot b'} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{a'} \right) = \frac{1029}{1,95 \cdot 1,95} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,149}{1,95} \right) = 146 \text{ kN/m}^2 \quad (5.14)$$



**Figura 5.2.** Esquema del model de bieles i tirants.

A continuació es calcula la resultat de les tensions del trapezi ombrejat  $R_{1d}$  i la distància del centre de gravetat del trapezi a la línia de carga  $N_{1d}$ .

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\text{med}}}{2} \cdot \frac{a' \cdot b'}{2} = \frac{394 + 270}{2} \cdot \frac{1,95 \cdot 1,95}{2} = 631 \text{ kN} \quad (5.15)$$

$$x_1 = \frac{\sigma_{\text{med}} \cdot \frac{a' \cdot a'}{2 \cdot 4} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\text{med}}) \cdot \frac{a' \cdot 2 \cdot a'}{2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2}}{\sigma_{\text{med}} \cdot \frac{a'}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_{\text{med}}) \cdot \frac{a'}{2 \cdot 2}} = 0,505 \text{ m} \quad (5.16)$$

Finalment es calcula el valor de tracció del model:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a) = \frac{631}{0,85 \cdot 0,45} \cdot (0,505 - 0,25 \cdot 0,32) = 701 \text{ kN} \quad (5.17)$$

Quantia mínima per càlcul:

$$A_s \cdot f_{yd} = 705 \text{ kN} \rightarrow A_s = 20,15 \text{ cm}^2 \quad (5.18)$$

On:

$A_s$ : àrea de l'armadura passiva

$f_{yd}$ : resistència de càlcul de l'acer en armadures passives a tracció

La resistència de càlcul de l'acer és:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.19)$$

La resistència de càlcul del formigó és:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,6 \text{ N/mm}^2 \quad (5.20)$$

Quantia mecànica mínima a tracció:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \cdot \frac{b' \cdot h}{6} \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{1900 \cdot 500}{6} \cdot 16,6 = 657 \text{ kN} \quad (5.21)$$

$$A_s = 18,89 \text{ cm}^2$$

Quantia geomètrica mínima:

És el 2 per mil de la secció del formigó.

$$A_s \geq \frac{2}{1000} \cdot 1,9 \cdot 0,5 = 19 \text{ cm}^2 \quad (5.22)$$

El criteri de quantia predominant és el de càlcul amb una àrea de  $20,15 \text{ cm}^2$ . Per cobrir aquesta àrea es col·locaran 7 barres de diàmetre 20mm, l'àrea total és de  $21,99 \text{ cm}^2$ .

#### 5.6.7. Comprovació de l'armat en l'eix Y

La sabata disposa d'una armadura a tracció. Al ser de tipus rígid es pot menysprear el pes de la sabata i el model de càlcul és el de bieles i tirants. La distribució de tensions ha de ser uniforme o trapezoidal, en aquest cas uniforme, ja que el moment flector és pròxim a 0 i per tant l'excentricitat és 0. Pel càlcul de l'armadura les accions prenen el valor de càlcul.

Es calcula l'excentricitat de les accions en valor de càlcul:

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{7,15}{1029} \approx 0m \quad (5.5)$$

I es procedeix a calcular les tensions sobre el terreny:

$$\sigma_{max} = \sigma_{med} = \sigma_{min} = \frac{N_d}{a' \cdot b'} = \frac{1029}{1,95 \cdot 1,95} = 270 \text{ kN/m}^2 \quad (5.13)$$

Es calcula la resultant del trapezi ombrejat de la figura 5.2 i la distància del centre de gravetat del trapezi a la línia de càrrega:

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{med}}{2} \cdot \frac{a' \cdot b'}{2} = \frac{270 + 270}{2} \cdot \frac{1,95 \cdot 1,95}{2} = 513 \text{ kN} \quad (5.15)$$

$$x_1 = \frac{\sigma_{med} \cdot \frac{a' \cdot a'}{2 \cdot 4} + (\sigma_{max} - \sigma_{med}) \cdot \frac{a' \cdot 2 \cdot a'}{2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2}}{\sigma_{med} \cdot \frac{a'}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_{med}) \cdot \frac{a'}{2 \cdot 2}} = 0,475 \text{ m} \quad (5.16)$$

I l'esforç de tracció del model:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a) = \frac{513}{0,85 \cdot 0,45} \cdot (0,475 - 0,25 \cdot 0,32) = 529 \text{ kN} \quad (5.17)$$

Quantia mínima per càlcul:

$$A_s \cdot f_{yd} = 529 \text{ kN} \rightarrow A_s = 15,23 \text{ cm}^2 \quad (5.19)$$

On:

$A_s$ : àrea de l'armadura passiva

$f_{yd}$ : resistència de càlcul de l'acer en armadures passives a tracció

La resistència de càlcul de l'acer és:

La resistència de càlcul de l'acer és:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.19)$$

La resistència de càlcul del formigó és:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,6 \text{ N/mm}^2 \quad (5.20)$$

Quantia mecànica mínima a tracció:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \cdot \frac{b' \cdot h}{6} \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{1900 \cdot 500}{6} \cdot 16,6 = 657 \text{ kN} \quad (5.21)$$

$$A_s = 18,89 \text{ cm}^2$$

Quantia geomètrica mínima:

És el 2 per mil de la secció del formigó.

$$A_s \geq \frac{2}{1000} \cdot 1,9 \cdot 0,5 = 19 \text{ cm}^2 \quad (5.22)$$

El criteri de quantia predominant és el de geometria amb una àrea de  $19\text{cm}^2$ . Es col·locaran 10 barres de diàmetre 16mm, l'àrea total és de  $20,1\text{cm}^2$ .

#### 5.6.8. Determinació de la longitud d'ancoratge en x

La longitud d'ancoratge es compta des de la recta d'aplicació de  $R_{1d}$ .

$$l_a = \frac{a'}{2} - x_1 - r = \frac{190}{2} - 50,5 - 7 = 37,5\text{cm} \quad (5.23)$$

On:

$x_1$ : distància del centre de gravetat del trapezi a la línia de càrrega  $N_{1d}$

r: recobriment lateral

La longitud bàsica d'ancoratge ha de complir la següent relació:

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (5.24)$$

On:

$\phi$ : diàmetre de les barres de l'armadura.

m: coeficient que es determina a partir de la següent taula de la EHE art. 69.5.1.2

**Taula 5.1.** Paràmetre m pel càlcul de la longitud bàsica d'ancoratge.

Resistencia característica del hormigón (N/mm²)	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

$$l_{bl} = 1,2 \cdot 20^2 = 480\text{mm} > \frac{400}{20} \cdot 20 = 400\text{mm}$$

La longitud neta d'ancoratge és:

$$l_{b,net} = l_{bl} \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \cdot \beta \quad (5.25)$$

On:

$A_s$ : és la secció de l'armadura transversal necessària per càlcul

$A_{s,real}$ : és la secció de l'armadura real

$\beta$ : coeficient que s'extreu de la següent taula de EHE art.69.5.1.2

**Taula 5.2.** Paràmetre beta pel càlcul de la longitud neta d'ancoratge.

Tipo de andaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

$$l_{b,net} = 48 \cdot \frac{20,27}{21,99} \cdot 1 = 44\text{cm} \quad (5.25)$$

A més la longitud neta haurà de ser superior a les següents limitacions que indica la norma EHE:

$$\begin{cases} 10 \cdot \varnothing = 10 \cdot 2 = 20\text{cm} \\ 15\text{cm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_{bl} = \frac{1}{3} \cdot 48 = 16\text{cm} \end{cases} \quad (5.26)$$

Com que la longitud neta necessària és més gran que la longitud d'ancoratge serà necessari perllongar les barres verticalment. Tal i com es pot veure a l'esquema de la sabata les barres s'han allargat 20 cm verticalment.

$$l_{b,net} = 44\text{cm} > l_a = 37,5\text{cm} \quad (5.27)$$

#### 5.6.9. Determinació de la longitud d'ancoratge en y

Pel càlcul de la longitud d'ancoratge en l'eix y es procedeix de la mateixa manera que a l'apartat anterior. La longitud d'ancoratge es compta des de la recta d'aplicació de  $R_{1d}$ .

$$l_a = \frac{a'}{2} - x_1 - r = \frac{190}{2} - 50,5 - 7 = 37,5\text{cm} \quad (5.23)$$

La longitud bàsica ha de complir la següent relació:

$$l_{bl} = m \cdot \varnothing^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (5.24)$$

$$l_{bl} = 1,2 \cdot 16^2 = 307\text{mm} > \frac{400}{20} \cdot 20 = 320\text{mm}$$

La longitud neta d'ancoratge és:

$$l_{b,net} = l_{bl} \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \cdot \beta = 32 \cdot \frac{15,23}{20,1} \cdot 1 = 24\text{cm} \quad (5.25)$$

A més la longitud neta haurà de ser superior a les següents limitacions que indica la norma EHE:

$$\begin{cases} 10 \cdot \emptyset = 10 \cdot 1,6 = 16\text{cm} \\ 15\text{cm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_{bl} = \frac{1}{3} \cdot 32 = 10,6\text{cm} \end{cases} \quad (5.26)$$

Com que la longitud neta necessària és menor a la longitud d'ancoratge aquesta ja és suficient i no és necessari perllongar les barres amb un tram vertical.

$$l_{b,net} = 24\text{cm} < l_a = 37,5\text{cm} \quad (5.27)$$

## 5.7. Comprovació de la unió N202

Tal i com s'ha descrit anteriorment, la unió entre la sabata N202 i el pilar de l'estructura es realitzarà mitjançant una placa d'ancoratge i cargols. A continuació es detallen els càlculs de les comprovacions realitzades per assegurar que el dimensionament de la placa i cargols és correcte.

### 5.7.1. Accions de càlcul

La unió està sotmesa a un axil de compressió, un moment flector i un tallant, els valors de les forces són els següents:

$$N_d = 1029\text{kN}$$

$$V_d = 103\text{ kN}$$

$$M_d = 102\text{ kNm}$$

### 5.7.2. Aixafament del formigó

És necessari comprovar que la xapa sigui capaç de repartir correctament les tensions que li arriben del pilar sobre la sabata, per això, primer es calcula l'excentricitat de les forces, que en el present cas és:

$$\{e_x, e_y\} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{102}{1029} = 0,099\text{m} \quad (5.28)$$

I es compara amb les següents expressions per saber el model de càlcul a seguir.

- a) La línia neutre passa per fora de la placa, això ocorre quan el centre de les pressions cau dins el nucli central de la placa.

$$\{e_x, e_y\} < \left\{\frac{D}{3}, \frac{B}{3}\right\} \quad (5.29)$$

On:

D i B: dimensions de la placa d'ancoratge.

- b) La línia neutre passa entre la vora de la placa i la línia entre el centre dels cargols, ocorre quan es compleix:

$$\begin{cases} \frac{D}{6} < e_x \leq \frac{D}{2} - \frac{d}{3} \\ \frac{B}{6} < e_y \leq \frac{B}{2} - \frac{d}{3} \end{cases} \quad (5.30)$$

On:

d: longitud del costat de la placa menys la distància del cargol a la vora més propera..

c) En la resta de casos la línia neutre cau entre els dos cargols.

Per tant estem en el primer cas, ja que:

$$e_x = 0,099\text{m} < \frac{0,6}{3} = 0,2\text{m}$$

Segons la EA-98 l'esforç màxim sobre el formigó ve donat per l'expressió:

$$\sigma_c = \frac{N_d}{BD} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_x}{D} + \frac{6 \cdot e_y}{B} \right) = \quad (5.31)$$
$$\sigma_c = \frac{1029}{0,6 \cdot 0,6} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,099}{0,6} + 0 \right) = 5688 \text{ kN/m}^2$$

Finalment, la tensió de compressió del formigó es compara amb la tensió admissible del formigó:

$$\sigma_c \leq 0,85 f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa} \quad (5.32)$$

$$\sigma_c = 5,68 \text{ MPa} < 14,16 \text{ MPa}$$

### 5.7.3. Comprovació de la resistència a tallant dels cargols

La comprovació a tallant ha de complir la següent expressió:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (5.33)$$

On:

$F_{v,Ed}$ : esforç tallant.

$F_{v,Rd}$ : resistència a tallant de la secció transversal del cargol.

El valor de l'esforç tallant és de 103 kN que es reparteix entre 3 dels 4 cargols de la unió, per tant:

$$F_{v,Ed} = 34 \text{ kN}$$

I la resistència del cargol ve donada per:

$$F_{v,Rd} = \beta_{Lf} \cdot n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.34)$$

On:

$\beta_{Lf}$ : coeficient per a unions llargues. No és el cas, per tant, pren valor de 1.

n: nombre de plans de tall. En aquest cas cada cargol té un únic pla de tall.

$f_{ub}$ : resistència última de l'acer del cargol ( $400 \text{ N/mm}^2$ ).

$A_s$ : àrea resistent del cargol ( $275 \text{ mm}^2$ )

$\gamma_{M2}$ : coeficient de minoració del material (1,25)



La unió es considera llarga ja que:

$$L = 480\text{mm} > 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300\text{mm} \quad (5.35)$$

On:

L: longitud de la unió (distància entre els cargols finals)

d: diàmetre del cargol.

Així que es calcula  $\beta_{Lf}$ :

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L-15 \cdot d}{200 \cdot d} = 1 - \frac{480-15 \cdot 20}{200 \cdot 20} = 0,955 \quad (5.36)$$

La resistència d'un cargol és:

$$F_{v,Rd} = 42\text{kN} \geq F_{v,Ed}$$

I es major que el tallant, per tant, compleix.

#### 5.7.4. Comprovació a aixafament de la xapa

La resistència a l'aixafament és independent del cargol, depèn de la xapa utilitzada.

La resistència de la xapa és:

$$F_{a,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (5.37)$$

On:

d: diàmetre del cargol (2cm)

t: espessor de la xapa menor (5 mm)

$f_u$ : resistència última de l'acer de la xapa

$\alpha$ : el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \quad (5.38)$$

On:

$e_1$ : distància de l'eix del forat a la vora de la xapa en la direcció de la força que es transmet.

$p_1$ : separació entre eixos dels forats en la direcció de la força.

$d_0$ : diàmetre del forat

$$\frac{60}{3 \cdot 22}; \frac{480}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{400}{410}; 1; \alpha = 0,909$$

I la resistència de la xapa serà de:

$$F_{a,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,909 \cdot 410 \cdot 20 \cdot 15}{1,25} = 223 \text{ kN}$$

La força es correspon a la tallant sobre un dels cargols, per tant el seu valor és:

$$F_{v,Ed} = 34 \text{ kN}$$

Per tant es compleix:

$$F_{v,Ed} \leq F_{a,Rd}$$

#### 5.7.5. Comprovació a estrip de la xapa

La comprovació a estrip de la xapa és independent del cargol. Es realitzaran dues comprovacions diferents:

a) Resistència plàstica de la secció bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.39)$$

On:

A: àrea nominal de la xapa.

$f_y$ : límit elàstic de l'acer de la xapa.

$\gamma_{M0}$ : coeficient parcial de seguretat del material.

$$N_{pl,Rd} = \frac{600 \cdot 15 \cdot 275}{1,05} = 2357 \text{ kN}$$

b) Resistència última de la secció neta

$$N_{u,R} = 0,9 \cdot \frac{A_{neta} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.40)$$

On:

$A_{neta}$ : àrea neta de la secció.

$f_u$ : tensió última de l'acer de la xapa.

$$N_{u,R} = 0,9 \cdot \frac{(600 \cdot 15 - 44 \cdot 15) \cdot 410}{1,25} = 2462 \text{ kN}$$

En els dos casos la resistència de la xapa supera l'esforç tallant al que està sotmesa la unió.

# **CAPÍTOL 6:**

## **UNIONS DE LA**

### **PERFILERIA**

Totes les unions entre la perfilaria es realitzarà mitjançant cordons de soldadura, en angle o a topall amb penetració completa depenent del tipus de perfils a unir. Totes les soldadures es realitzaran amb cordons frontals i transversals, cobrint la major part de l'ànima i de les ales. Per a les soldadures en angle és necessari calcular que la unió aguanta els esforços, en canvi, el segon tipus de soldadura, a topall amb penetració completa, té una transmissió completa d'esforços i per tant és suficient saber que el perfil aguanta per assegurar que la unió resisteix.

En aquest capítol es descriuen les diferents unions existents entre els perfils, longitud dels cordons i ample de gorja, s'explica el procediment de càlcul d'aquestes i es detallen les comprovacions de diferents unions per assegurar que el disseny d'aquestes es correcte i resisteixen.

#### **6.1. Acer per la soldadura**

El material per a les soldadures serà l'acer S 275 amb una tensió última de 410 MPa. El coeficient de minoració del material és  $\gamma_{M02} = 1,25$  i el coeficient de correlació pel tipus d'acer és  $\beta_w = 0,85$ .

#### **6.2. Càlcul de les soldadures**

Les soldadures a calcular seran les fetes en angle. Es calcularà la tensió equivalent i es compararà amb la tensió admissible de l'acer soldat. S'han de determinar les longituds dels cordons de soldadura i els seus amplex de gorja per així poder calcular el moment d'inèrcia i la superfície total de la soldadura realitzada. Amb aquestes dades, i les forces actuant sobre la unió es procedirà

amb el càlcul de les tensions normal i tangencial i posteriorment de la tensió equivalent.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\left(\frac{N}{\gamma \cdot al} + \frac{M \cdot h_1}{2l}\right)^2 + 3\left(\frac{T}{2 \cdot a_2 \cdot l_3}\right)^2} \leq \sigma_{adm} \quad (6.1)$$

El moment d'inèrcia es calcula sumant els moments dels diferents cordons, recordant que s'ha de calcular utilitzant Steinner, així el moment d'inèrcia total és el següent:

$$I_{tot} = I_1 + I_2 + I_3 \quad (6.2)$$

$$I_1 = \frac{1}{6} \cdot l_1 \cdot a_1^3 + \frac{1}{2} \cdot h_1^2 \cdot l_1 \cdot a_1 \quad (6.3)$$

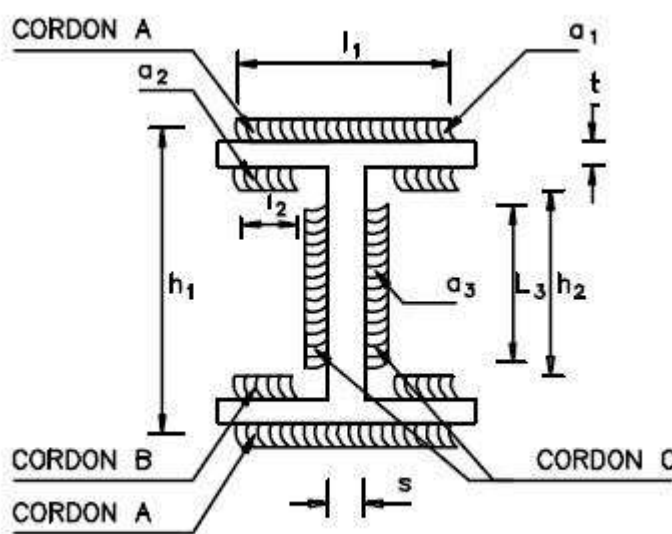
$$I_2 = \frac{1}{3} \cdot l_2 \cdot a_2^3 + h_2^2 \cdot l_2 \cdot a_2 \quad (6.4)$$

$$I_3 = \frac{1}{6} \cdot a_3 \cdot l_3^3 \quad (6.5)$$

La superfície total de la soldadura ve donada per la seqüent expressió:

$$\sum al = 2 \cdot l_1 \cdot a_1 + 4 \cdot l_2 \cdot a_2 + 2 \cdot l_3 \cdot a_3 \quad (6.6)$$

La següent imatge mostra un esquema dels cordons de la soldadura:



**Figura 6.1.** *Esquema dels cordons de la soldadura.*

Amb aquestes dades, i les forces actuant sobre la unió, es calcula la tensió equivalent i es compara amb la tensió admissible, definida per la següent expressió:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

En el present cas, utilitzant acer S 275, la tensió admissible és de:

$$\sigma_{adm} = \frac{410}{0,85 \cdot 1,25} = 385 \text{MPa}$$

L'ample de gorja (a) ve determinat pels gruixos d'ales i ànimes a soldar segons la següent taula:

**Taula 6.1.** Ample de gorja de les soldadures.

Valores límite de la garganta de una soldadura en ángulo en una unión de fuerza		
Espesor de la pieza (mm)	Garganta a	
	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)
4.0- 4.2	2.5	2.5
4.3- 4.9	3	2.5
5.0- 5.6	3.5	2.5
5.7- 6.3	4	2.5
6.4- 7.0	4.5	2.5
7.1- 7.7	5	3
7.8- 8.4	5.5	3
8.5- 9.1	6	3.5
9.2- 9.9	6.5	3.5
10.0-10.6	7	4
10.7-11.3	7.5	4
11.4-12.0	8	4
12.1-12.7	8.5	4.5
12.8-13.4	9	4.5
13.5-14.1	9.5	5
14.2-15.5	10	5
15.6-16.9	11	5.5
17.0-18.3	12	5.5
18.4-19.7	13	6
19.8-21.2	14	6
21.3-22.6	15	6.5
22.7-24.0	16	6.5
24.1-25.4	17	7
25.5-26.8	18	7
26.9-28.2	19	7.5
28.3-31.1	20	7.5
31.2-33.9	22	8
34.0-36.0	24	8

## 6.3. Descripció de les diferents unions

En aquest apartat es descriuen les diferents unions entre els perfils, pilars i bigues. Es descriu la longitud dels cordons i l'ample de gorja utilitzat.

### 6.3.1. Unions pilar-pilar

La unió del pilars entre la planta baixa i el primer pis es farà amb una placa de transició de 15mm. La placa vindrà soldada de taller al pilar inferior i en obra es soldarà el pilar superior. La unió disposarà de carteles per donar rigidesa a la unió. La soldadura a la xapa consistirà en cordons transversals A i B i de laterals C, tots amb un ample de gorja de 7mm. Els cordons A tindran una longitud de 280mm, els B de 130mm i els C de 240mm cada un d'ells.

Les diferents unions de pilars que hi ha són:

- Pilar HEB 300-Pilar HEB 300
- Pilar HEB 320-Pilar HEB 320

### 6.3.2. Unions biga-pilar

A continuació es descriuran les diverses unions existents a l'estructura metàl·lica entre bigues i pilars.

- Bigues HEB 400

La unió de les bigues HEB 400 amb els pilars disposarà de rigiditzadors de 15mm de gruix per donar continuïtat a les ales de les bigues i rigidesa a la unió. Disposarà de cordons transversals A i B de longitud 280mm i 130mm respectivament i cordons laterals C de 330mm. L'ample de gorja de tots els cordons serà de 8mm, incloent les dels rigiditzadors.

Algunes de les bigues s'han de soldar a les ànimes dels pilars, en aquest cas la longitud dels cordons serà la mateixa però l'ample de gorja serà de 7mm.

- Bigues HEB 320/HEB 300/HEB 280

La unió de les bigues HEB amb els pilars disposarà de rigiditzadors de 15mm de gruix per donar continuïtat a les ales de les bigues i rigidesa a la unió. Disposarà de cordons transversals A i B de longitud 270mm i 130mm respectivament i cordons laterals C de 230mm. L'ample de gorja de tots els cordons serà de 7mm, incloent les dels rigiditzadors.

Algunes de les bigues s'han de soldar a les ànimes dels pilars però la soldadura es realitzarà de la mateixa manera que la descrita anteriorment.

- Bigues HEB 200/HEB 180

La unió disposarà de rigiditzadors de 15mm per donar continuïtat a les ales de les bigues i major rigidesa a la unió. Es faran cordons transversals A i B de longitud 140mm i 80mm respectivament i cordons laterals C de 140mm. L'ample de gorja de tots els cordons serà de 7mm.

Les bigues HEB 180 són les perimetrals del pati central de la primera planta. Al tenir una geometria complexa la unió es simplificarà primer soldant una xapa de 15mm entre les ales del pilar, col·locant els rigiditzadors pertinents per donar continuïtat a les ales de les bigues, i finalment es soldarà la biga a la placa d'acer amb els cordons pertinents.

Algunes d'aquestes unions es realitzaran a les ànimes dels pilars però les soldadures procediran de la mateixa manera.

- Bigues HEB 160/HEB 140

La unió disposarà de rigiditzadors de 10mm per donar continuïtat a les ales de les bigues i major rigidesa a la unió. Es faran cordons transversals A i B de longitud 120mm i 60mm respectivament i cordons laterals C de 105mm. L'ample de gorja de tots els cordons serà de 4mm.

Algunes d'aquestes unions es realitzaran a les ànimes dels pilars però les soldadures procediran de la mateixa manera.

- Unió de bigues IPE 240/IPE 200

Les biguetes IPE unides als pilars HEB es realitzaran amb cordons transversals A i B amb longituds de 100mm i 45mm respectivament i cordons laterals C de 160mm. Serà necessari col·locar una xapa de 9mm de transició per poder realitzar la soldadura. Així, es soldarà primer la xapa al l'ànima del pilar i posteriorment s'hi soldarà el perfil. L'ample de gorja dels cordons de la soldadura entre la xapa i el pilar serà de 6mm i la dels cordons entre el perfil IPE i la xapa de 3,5mm.

- Unió de les bigues HEB 260 Doble

Les bigues perimetrals destinades a suportar el pes de la cúpula es col·locaran sobre el pilar. Prèviament es soldarà una xapa de 400x400mm i de 15mm de gruix sobre la cara superior del pilar per poder col·locar les bigues a posteriorment. Finalment es soldaran les bigues a la xapa. La xapa i el pilar es soldarà amb cordons transversals A i B de longitud 280mm i 130 mm respectivament, i cordons laterals C de 260mm. La soldadura entre la xapa i les bigues es realitzarà amb un cordó continu vora de la xapa. L'ample de gorja de tots els cordons serà de 7mm.

### *6.3.3. Unions biga-biga*

- Unió de bigues IPE 200

La unió de les bigues IPE 200 del forat de l'escala secundària es realitzarà amb només cordons laterals de 160mm i l'ample de gorja serà de 3mm.

- Unió biga IPE 240

La biga IPE 240 col·locada al fora de l'escala principal va destinada, en part, a l'estructura del forjat, per tant, es col·locarà a sobre de les HEB i es soldarà amb dos cordons a la base de 50mm i ample de gorja de 6,5mm.

- Unió bigues HEB 260 Doble

La unió entre les bigues perimetrals destinades a suportar la cúpula es realitzarà mitjançant una soldadura a topall amb penetració total, d'aquesta manera s'assegura una transmissió completa dels esforços i no és necessari realitzar una comprovació. Les cares dels perfils hauran de ser preparats prèviament per tal de poder realitzar les soldadures.

## 6.4. Comprovació de les unions

Aquest apartat serveix per presentar les comprovacions d'algunes de les unions descrites anteriorment i comprovar que efectivament la solució adoptada compleix i és suficient per aguantar les accions a les que estan sotmeses. S'ha realitzat la comprovació de quatre unions diferents: unió de biga HEB 400 amb pilar HEB 320, biga HEB 320 amb pilar HEB 320, biga HEB 200 amb pilar HEB 300 i biga IPE 240 amb pilar HEB 300.

### 6.4.1. Unió biga HEB 400 a pilar HEB 320

La unió entre una biga HEB 400 a un pilar HEB 320 o HEB 300 és la més comuna de totes de la planta inferior, a més de ser una amb els majors esforços. La unió està sotmesa a un axil de tracció, un moment flector i un tallant, els seus valors són els següents:

$$N = 114 \text{ kN}$$

$$M = 540 \text{ kNm}$$

$$V = 386 \text{ kN}$$

La longitud dels cordons de la soldadura són:

$$A = 280 \text{ mm}$$

$$B = 130 \text{ mm}$$

$$C = 330 \text{ mm}$$

Les distàncies entre els cordons és de:

$$h_1 = 400 \text{ mm}$$

$$h_2 = 352 \text{ mm}$$

I l'ample de gorja és de 8mm. Aplicant les expressions 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 i 6.6 es calcula el moment d'inèrcia de la soldadura i la seva secció:

$$I_1 = 17922 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 12888 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 4791 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Tot}} = 35602 \text{ cm}^4$$

$$A = 138 \text{ cm}^2$$

Amb aquestes dades i l'expressió 6.1 es procedeix a calcular la tensió equivalent sobre la soldadura i aquest es compara amb la tensió admissible, que ha de ser superior.

$$\sigma_{\text{eq}} = 320 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 385 \text{ MPa}$$

### 6.4.2. Unió biga HEB 320 a pilar HEB 320

La unió entre una biga HEB 320 a un pilar HEB 320 o HEB 300 és la més comuna de totes a la planta superior ser una amb els majors esforços de totes de la



planta superior. La unió està sotmesa a un axil que es podrà menysprear per ser a compressió, un moment flector i un tallant, els seus valors són els següents:

$$N = 0 \text{ kN}$$

$$M = 342 \text{ kNm}$$

$$V = 245 \text{ kN}$$

La longitud dels cordons de la soldadura són:

$$A = 270 \text{ mm}$$

$$B = 130 \text{ mm}$$

$$C = 230 \text{ mm}$$

Les distàncies entre els cordons és de:

$$h_1 = 320 \text{ mm}$$

$$h_2 = 279 \text{ mm}$$

I l'ample de gorja és de 7mm. Aplicant les expressions 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 i 6.6 es calcula el moment d'inèrcia de la soldadura i la seva secció:

$$I_1 = 9678 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 7085 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 1419 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Tot}} = 18182 \text{ cm}^4$$

$$A = 106 \text{ cm}^2$$

Amb aquestes dades i l'expressió 6.1 es procedeix a calcular la tensió equivalent sobre la soldadura i aquest es compara amb la tensió admissible, que ha de ser superior.

$$\sigma_{\text{eq}} = 310 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 385 \text{ MPa}$$

#### *6.4.3. Unió biga HEB 200 a pilar HEB 300*

Aquesta unió es correspon als petits trams de biga que uneix les bigues perimetrals que suporten el pes de la cúpula amb els pilars interiors de l'edifici. La unió està sotmesa a un axil que es podrà menysprear per ser de compressió, un moment flector i un tallant. Els seus valors són els següents:

$$N = 0 \text{ kN}$$

$$M = 193 \text{ kNm}$$

$$V = 149 \text{ kN}$$

La longitud dels cordons de la soldadura són:

$$A = 140 \text{ mm}$$

$$B = 80 \text{ mm}$$

$$C = 140 \text{ mm}$$

Les distàncies entre els cordons és de:

$$h_1 = 200 \text{ mm}$$

$$h_2 = 170\text{mm}$$

I l'ample de gorja és de 7mm. Aplicant les expressions 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 i 6.6 es calcula el moment d'inèrcia de la soldadura i la seva secció:

$$I_1 = 15681 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 11276 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 2050 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Tot}} = 29008 \text{ cm}^4$$

$$A = 112 \text{ cm}^2$$

Amb aquestes dades i l'expressió 6.1 es procedeix a calcular la tensió equivalent sobre la soldadura i aquest es compara amb la tensió admissible, que ha de ser superior.

$$\sigma_{\text{eq}} = 139 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 385 \text{ MPa}$$

#### 6.4.4. Unió biga IPE 240 a pilar HEB 300

Aquesta unió es correspon a la biga IPE 240 perimetral que suporta el pes de l'escala secundària, d'aquesta manera, si aquesta unió aguanta, totes les altres unions amb bigues IPE 240 i IPE 200 resistiran. La unió està sotmesa a un axil de tracció, un moment flector i un tallant, els seus valors són els següents:

$$N = 13 \text{ kN}$$

$$M = 58 \text{ kNm}$$

$$V = 54 \text{ kN}$$

La longitud dels cordons de la soldadura són:

$$A = 100 \text{ mm}$$

$$B = 45 \text{ mm}$$

$$C = 160 \text{ mm}$$

Les distàncies entre els cordons és de:

$$h_1 = 240 \text{ mm}$$

$$h_2 = 220 \text{ mm}$$

I l'ample de gorja és de 3,5mm. Aplicant les expressions 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 i 6.6 es calcula el moment d'inèrcia de la soldadura i la seva secció:

$$I_1 = 1008 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 762 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 239 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Tot}} = 2009 \text{ cm}^4$$

$$A = 24,5 \text{ cm}^2$$

Amb aquestes dades i l'expressió 6.1 es procedeix a calcular la tensió equivalent sobre la soldadura i aquest es compara amb la tensió admissible, que ha de ser superior.

$$\sigma_{\text{eq}} = 356 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 385 \text{ MPa}$$

# **CAPÍTOL 7:**

## **ALTRES ELEMENTS**

### **ESTRUCTURALS**

En aquest capítol es detallen i defineixen els elements constructius secundaris com són els forjats i les escales.

#### **7.1. Càlcul dels forjats**

En aquest primer apartat es detalla el procés de càlcul del forjat col·locat a l'edifici. Tal i com s'ha detallat anteriorment es tracta d'un forjat unidireccional format per biguetes d'acer IPE amb una separació entre eixos de 70cm. Les biguetes van cobertes per bovedilles de formigó i capa de compressió amb malla electrosoldada més armadura addicional. Al ser un forjat amb una capa de formigó a compressió només s'han de calcular les biguetes a col·locar. S'ha fet de forma manual calculant el moment flector màxim i la fletxa màxima i després s'ha escollit el perfil més adient assegurant que compleixen els criteris de E.L.U. i E.L.S. que indica el CTE

Hi hauran quatre tipus diferents de biguetes, dues pel terrat i altres dues per la primera planta, ja que hi ha certs punts on la longitud de les biguetes és de 4,25m o inferior i d'altres on és 5,5m i per tant és necessari un perfil més resistent. Al terrat s'hi col·locaran biguetes IPE 160 i IPE 200 i a la primera planta IPE 180 i IPE 220

##### *7.1.1. Accions considerades*

Les accions considerades a la primera planta són:

- Pes propi del forjat:  $4 \text{ kN/m}^2$
- Paviment del primer pis:  $1 \text{ kN/m}^2$

- Sobrecàrrega permanent del primer pis: 1 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecàrrega d'ús del primer pis: 5 kN/m<sup>2</sup>

Les accions considerades al terrat són:

- Pes propi del forjat: 4 kN/m<sup>2</sup>
- Acabat coberta: 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecàrrega d'ús del terrat: 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Neu: 0,2 kN/m<sup>2</sup>

### 7.1.2. Combinació d'accions

S'han considerat dues combinacions d'accions diferents, una per E.L.S i l'altre per E.L.U., tant pel terrat com per la primera planta. Les combinacions d'accions s'han calculat amb les següents expressions que ja han estat descrites al capítol tres d'aquest annex.

Combinació d'accions per E.L.U:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Combinació d'accions per E.L.S:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Combinació d'accions de la planta primera:

$$E_{dELU} = 1,35 \cdot (4 + 1 + 1) \text{ N/m}^2 + 1,5 \cdot 5 = 15,6 \text{ N/m}^2$$

$$E_{dELS} = (4 + 1 + 1) \text{ N/m}^2 + 5 = 11 \text{ N/m}^2$$

Combinació d'accions del terrat:

$$E_{dELU} = 1,35 \cdot (4 + 1,5) \text{ N/m}^2 + 1,5 \cdot 1,5 \text{ N/m}^2 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,2 \text{ N/m}^2 = 9,825 \text{ N/m}^2$$

$$E_{dELS} = (4 + 1,5) \text{ N/m}^2 + (1,5 + 0,2) \text{ N/m}^2 = 7,02 \text{ N/m}^2$$

### 7.1.3. Càlcul de les biguetes del forjat

Les biguetes estan simplement recolzades i la carga aplicada sobre aquestes és una càrrega lineal, per tant el moment màxim i la fletxa màxima es situen al centre de la biga i es calculen amb les següents expressions:

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \quad (7.1)$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \quad (7.2)$$

La carga lineal de cada bigueta ve determinada per la distancia entre eixos (70cm) i la carga superficial:

$$q = d_{ejes} \cdot Q_{sup} \quad (7.3)$$

La comprovació a E.L.U es comparant la tensió límit del material amb la tensió màxima del perfil

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} \quad (7.4)$$

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (7.5)$$

La tensió límit de l'acer S275JR és de 275MPa i el coeficient de seguretat del material  $\gamma_{M1} = 1,05$ .

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_y} \quad (7.6)$$

La comprovació a E.L.S. es realitza comparant el valor de fletxa màxima amb el de fletxa admissible.

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad (7.7)$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} \quad (7.8)$$

**Taula 7.1. Resultats de E.L.U.**

	Perfil	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	q [kN/m]	L [m]	M <sub>max</sub> [kNm]	σ <sub>max</sub> [MPa]	σ <sub>adm</sub> [MPa]
Terrat	IPE 160	9,825	6,878	4,25	15,51	142,3	261
Terrat	IPE 200	9,825	6,878	5,5	25,97	133,9	261
P1	IPE 180	15,6	10,920	4,25	24,65	168,8	261
P1	IPE 220	15,6	10,920	5,5	41,29	163,8	261

**Taula 7.1. Resultats de E.L.S.**

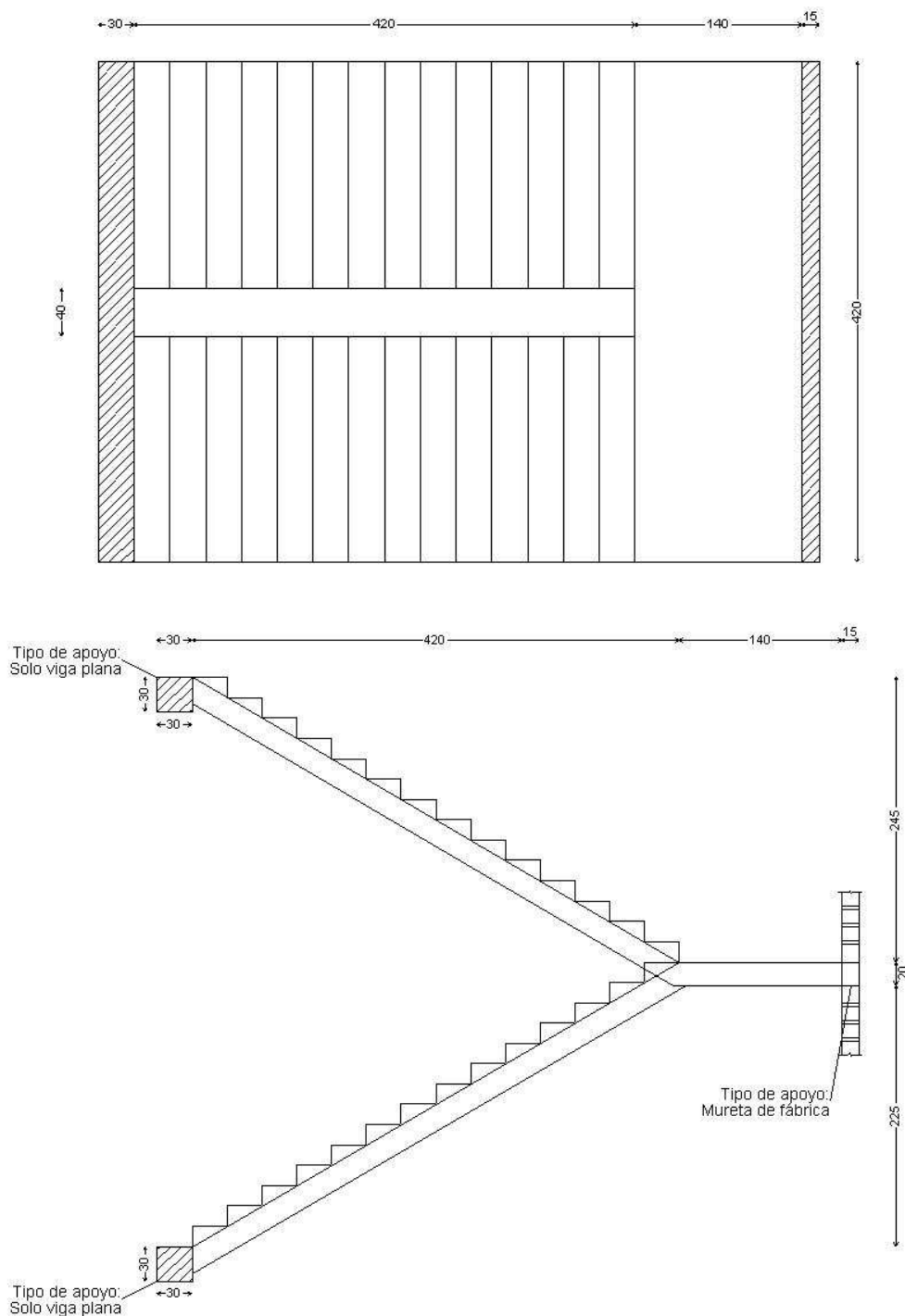
	Perfil	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	q [kN/m]	L [m]	f <sub>max</sub> [mm]	f <sub>adm</sub> [mm]
Terrat	IPE 160	7,02	4,914	4,25	11,4	14,2
Terrat	IPE 200	7,02	4,914	5,5	14,3	18,3
P1	IPE 180	11	7,700	4,25	11,8	14,2
P1	IPE 220	11	7,700	5,5	15,7	18,3

## 7.2. Escales

Les escales han estat calculades amb el mòdul que inclou el programa de càlcul CYPE. El programa permet el càlcul i dimensionament d'escales de dos trams amb un replà entremig. S'han calculat les dues escales presents a l'edifici. Per començar s'ha definit i introduït la geometria de l'escala al programa i el tipus de recolzaments. Posteriorment, s'han introduït les càrregues actuant i el material de l'escala, tipus de formigó i acer de l'armat, i s'ha realitzat el dimensionament. A continuació es presenten tots els detalls.

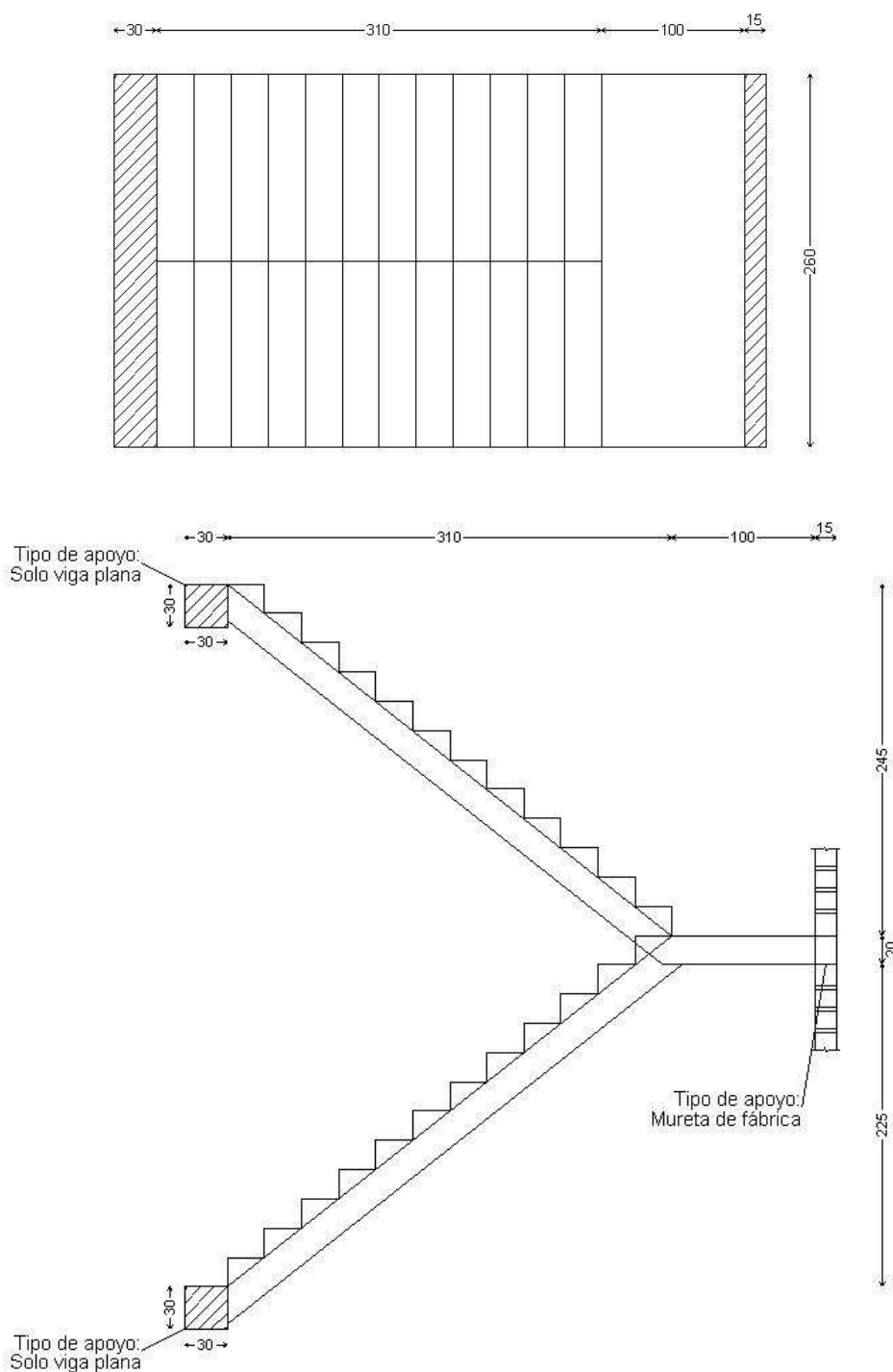
### 7.2.1. Geometria de les escales

L'escala principal, la que uneix la planta baixa amb la primera planta està formada per dos trams de 4,2 metres d'una amplada de 1,9m. El gruix de les lloses és de 20cm. La unió amb l'estructura es farà mitjançant l'armat de l'escala, que anirà ancorat amb la bigueta IPE i l'armat dels forjats. El recolzament del replà de l'entremig es farà recolzant la llosa sobre el mur. A continuació es mostra un esquema de la geometria de l'escala. Cada tram d'escala està format per 14 esglaons amb una petjada de 30 cm i una contrapetjada de 17,5cm.



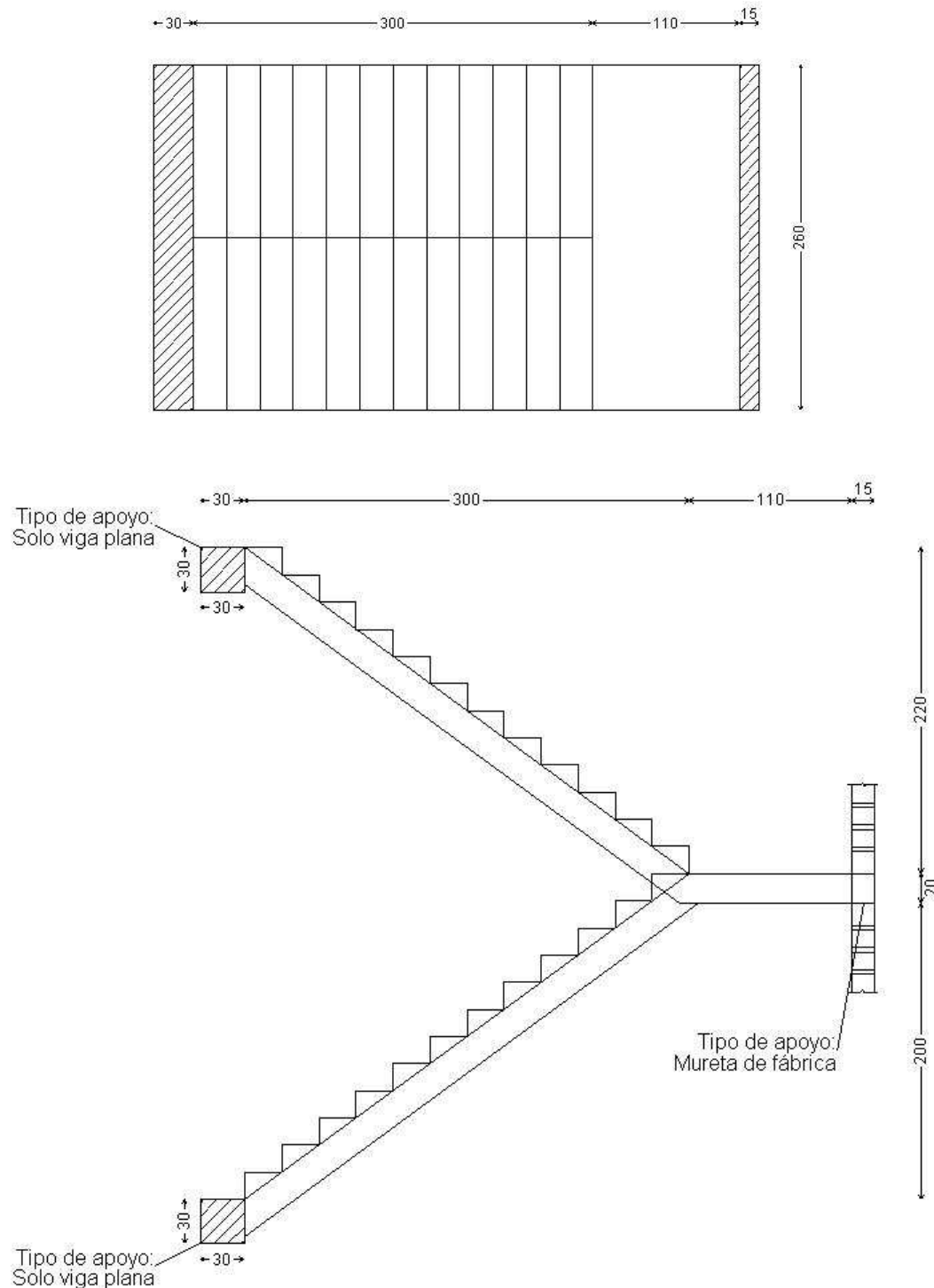
**Figura 7.1.** Geometria de l'escala principal.

L'escala secundària està formada per dues seccions. La primera secció uneix el magatzem, a la planta baixa, amb el museu, a la primera planta, i la segona el museu amb el terrat. Els trams de la primera secció tenen una longitud de 3,1m i una amplada de 1,3m. El gruix de les lloses és de 20cm. La unió amb l'estructura es farà mitjançant l'armat de l'escala, que anirà ancorat amb la bigueta IPE superior i l'armat dels forjats. El recolzament del replà de l'entremig es farà recolzant la llosa sobre el mur. A continuació es mostra un esquema de la geometria de l'escala. Cada tram d'escala està format per 12 esglaons amb una petjada de 25,8 cm i una contrapetjada de 20cm.



**Figura 7.2.** Geometria de l'escala que uneix el magatzem amb el museu.

La segona secció de l'escala secundària té uns trams amb una longitud de 3m i amplada de 1,3m. El gruix de les lloses és de 20cm. La unió amb l'estructura es farà mitjançant l'armat de l'escala, que anirà ancorat amb la bigueta IPE superior i l'armat dels forjats. El recolzament del replà de l'entremig es farà recolzant la llosa sobre el mur. A continuació es mostra un esquema de la geometria de l'escala. Cada tram d'escala està format per 12 esglaons amb una petjada de 25cm i una contrapetjada de 18,3cm.



**Figura 7.3.** Geometria de l'escala que uneix el museu amb el terrat.

A l'annex de plànols s'inclouen els detalls de les escales i els seus armats.



### *7.2.2. Materials*

Els materials utilitzats per a la construcció de les escales són el formigó HA-25 i l'acer B 400 S per l'armadura.

### *7.2.3. Accions considerades*

Les accions considerades pel dimensionament de les escales són el propi pes de la llosa, la sobrecàrrega d'ús i els esglaons.

Pes llosa:  $5 \text{ kN/m}^2$

Esglaonat: :  $2 \text{ kN/m}^2$

Sobrecàrrega d'ús de l'escala principal: :  $5 \text{ kN/m}^2$

Sobrecàrrega d'ús de l'escala secundaria: :  $3 \text{ kN/m}^2$



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **ANNEX III**

### **Cúpula Monocapa**



Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# ÍNDEX ANNEX III: CÚPULA MONOCAPA

Índex ANNEX III: Cúpula Monocapa .....	79
<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>81</b>
1.1. Objectiu.....	81
1.2. Descripció general .....	81
<b>Capítol 2: Geometria i característiques de la cúpula .....</b>	<b>83</b>
2.1. Disseny i geometria de la cúpula.....	83
2.2. Tancaments de la cúpula .....	85
2.3. Perfil de les barres .....	86
2.4. Unions.....	87
2.5. Materials utilitzats.....	87
2.5.1. Acer dels perfils .....	87
2.5.2. Acer de les xapes .....	87
2.5.3. Cargols .....	88
2.5.4. Vidre .....	88
<b>Capítol 3: Accions sobre la cúpula .....</b>	<b>89</b>
3.1. Determinació de les accions sobre la cúpula .....	89
3.1.1. Pes propi de l'estructura.....	89
3.1.2. Pes propi del vidre.....	89
3.1.3. Sobrecàrrega d'ús .....	90
3.1.4. Càrrega de neu .....	90
3.1.5. Acció del vent .....	90
3.2. Combinació d'accions considerades .....	91
3.3. Distribució de les càrregues i introducció al programa de càlcul .....	93
<b>Capítol 4: Resultats i comprovacions.....</b>	<b>97</b>
4.1. Resultats .....	97
4.1.1. Esforços de les barres.....	97
4.1.2. Fletxa de les barres .....	98
4.1.3. Reaccions dels recolzaments.....	99
4.1.4. Desplaçaments dels nusos.....	101
4.2. Comprovació de E.L.U. ....	104
4.2.1. Càlcul del paràmetre $\chi$ .....	106

4.3. Comprovació de E.L.S. ....	108
<b>Capítol 5: Anàlisi de la No-linealitat de l'estructura.....</b>	<b>109</b>
5.1. Mètode d'anàlisi.....	109
5.2. Desplaçaments dels nusos .....	110
5.2.1. Recolzaments articulats/perfil 120x100x5 .....	110
5.2.2. Recolzaments articulats/perfil 160x120x5 .....	112
5.2.3. Recolzaments encastats/perfil 120x100x5 .....	115
5.2.4. Recolzaments encastats/perfil 160x120x5 .....	117
5.3. Anàlisi de les forces.....	119
5.3.1. Recolzaments articulats/120x100x5.....	120
5.3.2. Recolzaments encastats/160x120x5 .....	121
5.4. Conclusions i solució adoptada .....	121
<b>Capítol 6: Dimensionament dels vidres.....</b>	<b>123</b>
6.1. Característiques del vidre.....	123
6.2. Accions considerades.....	124
6.3. Bases del càlcul .....	124
6.4. Anàlisi del vidre 1 .....	124
6.4.1. Tensions .....	124
6.4.2. Fletxa .....	126
6.5. Anàlisi del vidre 2 .....	127
6.5.1. Tensions .....	127
6.5.2. Fletxa .....	129
6.6. Conclusions.....	129
<b>Capítol 7: Unions .....</b>	<b>131</b>
7.1. Unió dels perfils.....	131
7.2. Unió de la cúpula amb l'edifici .....	132
7.2.1. Accions de càlcul .....	134
7.2.2. Comprovació a tracció.....	134
7.2.3. Comprovació a tallant .....	136
7.2.4. Comprovació de la combinació tracció/tallant.....	136
7.2.5. Comprovació a aixafament de la placa .....	137
7.2.6. Comprovació a estrip de la xapa .....	137
7.2.7. Aixafament del formigó .....	138

# **CAPÍTOL 1:**

## **INTRODUCCIÓ**

Una part important del present projecte és el disseny, càlcul i anàlisi de la cúpula monocapa d'acer que cobrirà el pati central de l'edifici, per aquesta raó s'inclou aquest annex específic centrat exclusivament en ella.

### **1.1. Objectiu**

L'objectiu del present annex és la de presentar la solució adoptada per la cúpula monocapa que cobrirà el pati central del centre cultural de tal manera que es compleixi la norma vigent.

### **1.2. Descripció general**

L'estructura està formada per barres tubulars rectangulars d'acer connectades entre elles mitjançant uns nusos dissenyats expressament. Aquestes unions es realitzaran mitjançant soldadura. La unió entre l'edifici i la cúpula es realitzarà a partir d'una combinació de soldadura i unió cargolada. El tancament de l'estructura es realitzarà amb plaques de vidre temperat col·locades sobre els perfils d'acer.

Una cúpula monocapa, per les seves característiques pot tenir un comportament no lineal, per aquesta raó, un punt important del present annex és l'estudi realitzat del seu comportament per tal d'assegurar la seva integritat, a més de les comprovacions obligatòries segons el CTE.

Al present annex s'inclou la solució final adoptada per a la construcció, la seva geometria, disseny i materials utilitzats, així com les característiques mecàniques dels perfils utilitzats. Es presenten els resultats de tensions i fletxes i les comprovacions realitzades, les obligades pel CTE i l'anàlisi no-lineal realitzat. Es

descriu amb detall el tipus de unió entre els perfils i la unió de la cúpula amb l'edifici i els càlculs realitzats per assegurar que aguanten. Finalment, es pot trobar el dimensionament dels vidres, realitzat amb el GiD, programa de càlcul d'elements finits.

# **CAPÍTOL 2:**

## **GEOMETRIA I**

### **CARACTERÍSTIQUES**

### **DE LA CÚPULA**

En aquest capítol es descriu el procés de disseny de la cúpula, la seva geometria i les característiques d'aquesta, així com dels materials i perfils utilitzats.

#### **2.1. Disseny i geometria de la cúpula**

La geometria de la cúpula utilitzada per cobrir el pati central té com a característica principal que està formada per diferents anells i cada un d'aquests anells té inscrit un polígon de  $X$  costats que ve determinat pel polígon escollit a l'anell superior. En aquest cas, l'anell superior té inscrit un hexàgon i la cúpula està formada per 5 anells. Cada un dels següents anells tindrà inscrit un polígon de  $6 \cdot n$  costats (sent  $n$  la posició de l'anell). El primer anell és un hexàgon, el segon un dodecàgon (12 costats), el tercer un octa decàgon (18 costats), el quart un polígon de 24 costats i l'inferior un de 30 costats.

A més dels anells i del polígon superior, la cúpula necessita dos paràmetres més per quedar completament definida, el diàmetre del cercle inferior ( $D$ ) que és de 30m i l'angle que formen l'eix que va del centre de la circumferència imaginària que formaria la cúpula a l'extrem superior d'aquesta amb l'eix que va del centre de la circumferència a un extrem de l'anell inferior. Aquest angle ens serveix per definir l'altura zenital ( $H$ ) de la cúpula. Com més gran és l'angle major és l'altura de la cúpula. Així, amb un angle de  $90^\circ$  obtindries una cúpula semiesfèrica, i amb un diàmetre de 30m la seva altura seria de 15m. Reduint l'angle

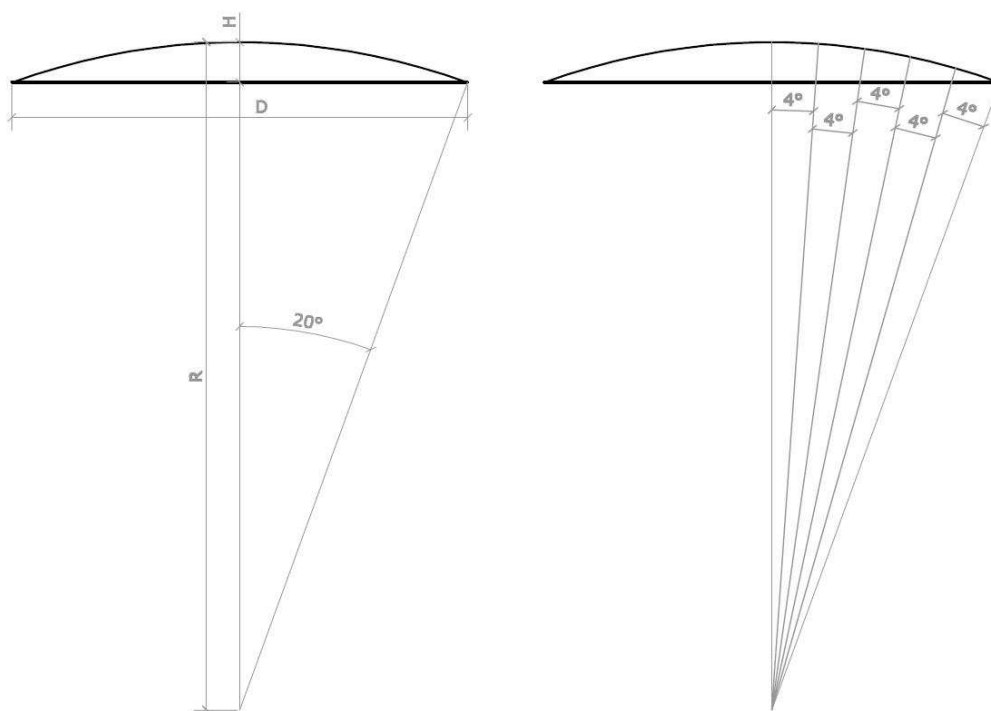
s'aconsegueix reduir l'altura. L'angle utilitzat és de  $20^\circ$  i, per tant, l'altura de la cúpula és de 2,645m.

Per determinar la posició dels anells i el seus radis es divideix l'angle entre els anells amb que és vol dividir la cúpula i per trigonometria es calculen les altures i radis.

$$R = \frac{(L/2)}{\sin \alpha} = 43,857m \quad (2.1)$$

$$H = R - R \cos \alpha = 2,645m \quad (2.2)$$

$$r_i = R \sin \alpha \quad (2.3)$$



$$h_i = R \cos \alpha - R \cos 20 \quad (2.4)$$

**Figura 2.1.** Esquema de la geometria de la cúpula

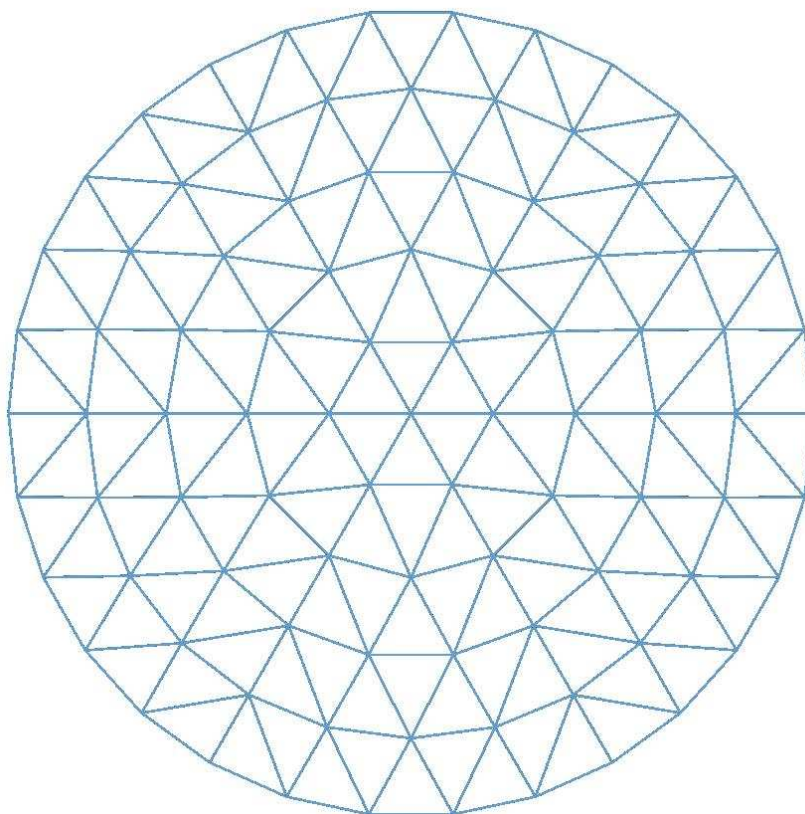
La taula següent presenta els resultats dels radis i altures de cada un dels anells:

**Taula 2.1.** Resum dels radis i altures dels anells de la cúpula.

Anell	Angle	Radi (r) [m]	Altura (h) [m]	nº costats polígon
-	0	-	2,645	-
1	4	3,059	2,538	6
2	8	6,104	2,218	12
3	12	9,118	1,686	18
4	16	12,089	0,946	24
5	20	15	0	30



La distribució dels travessers es fa unint els vèrtex dels polígons tal i com es mostra a la següent imatge:



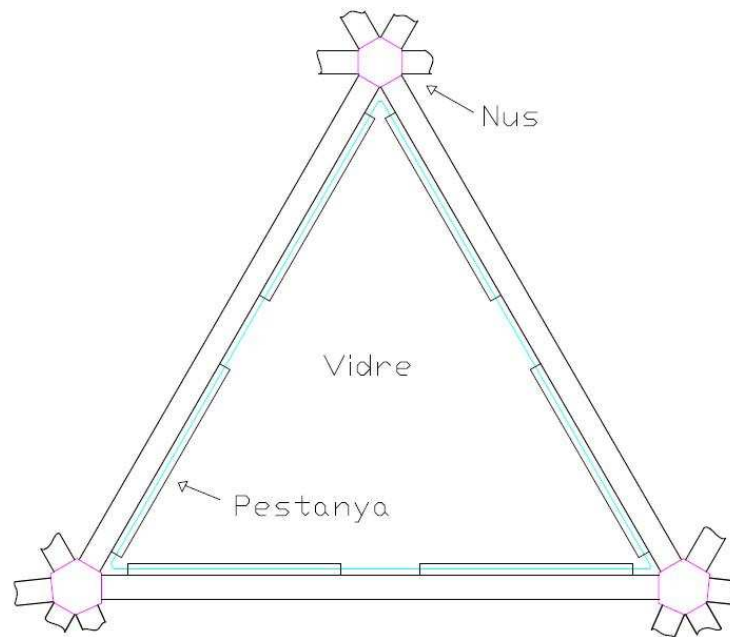
**Figura 2.2.** *Distribució de les barres de la cúpula*

A l'annex de plànols s'inclouen els plànols de la cúpula amb les dimensions dels diferents perfils.

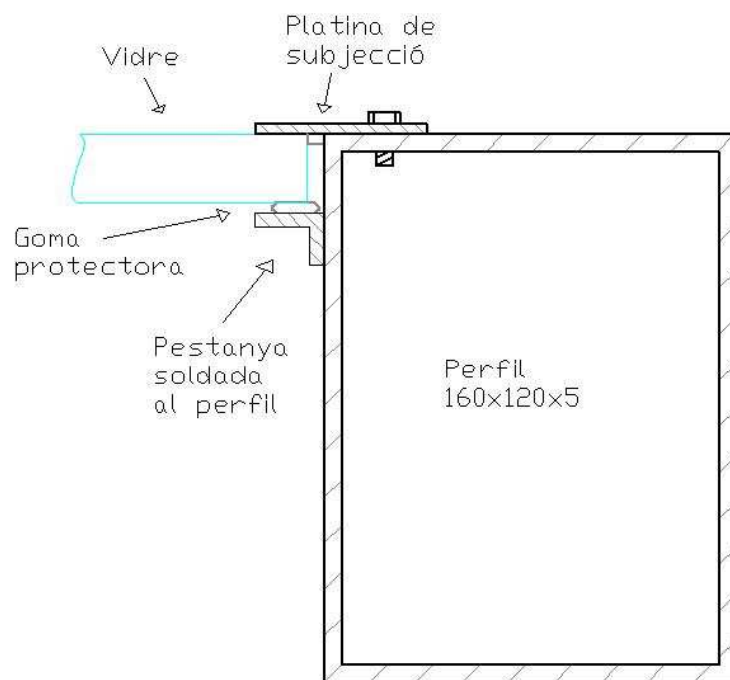
## 2.2. Tancaments de la cúpula

El tancament de la cúpula es realitzarà mitjançant plaques de vidre temperat. L'estructura estarà formada per les barres d'acer, tal i com s'ha detallat anteriorment, i aquesta anirà coberta per les plaques de vidre que cobriran cada una de les superfícies triangulars de la cúpula assegurant la total estanquitat. El vidre es col·locarà recolzat sobre unes pestanyes soldades als perfils. Entre les pestanyes i el vidre s'inclourà una goma per protegir el vidre i a sobre del vidre, a la unió amb les barres per la part exterior, una altra d'estanquitat.

El vidre estarà format per dues plaques d'un centímetre cada una unides amb butiral de polivinil (PVB) que assegura una total adhesió de les dues plaques de vidre i una completa transmissió d'esforços com si es tractés d'una sola peça. A més, en cas de ruptura, el vidre es queda adherit al PVB protegint les persones que hi puguin haver a sota. El vidre temperat col·locat és el SGG SECURIT, de la casa Saint-Gobain Glass. Addicionalment, les dues làmines de vidre rebran un tractament pel control solar i tèrmic i així assegurar el confort del pati interior de l'edifici. Una de les làmines serà del tipus SGG SECURIT PLANITHERM que aporta una aïllament tèrmic addicional i l'altre serà del model SGG SECURIT COOL-LITE de control solar.



**Figura 2.3.** Esquema de la col·locació d'un vidre sobre els perfils de la cúpula.



**Figura 2.4.** Detall de la secció del perfil i del vidre.

NOTA: El gruix del vidre utilitzat per calcular el pes que provoca aquest sobre l'estructura és de 3cm. Aquest gruix es correspon amb el calculat inicialment durant el pre-disseny.

## 2.3. Perfil de les barres

Els perfils utilitzats per la cúpula són perfils tubulars de secció rectangular 160x120x5 conformats en fred d'acer S275 JR. S'ha optat per una secció igual

en tots els perfils per raons estètiques. Les seves característiques mecàniques són les següents:

**Taula 2.2.** Característiques mecàniques dels perfils de la cúpula.

Perfil	A [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>Qy</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>Qz</sub> [cm <sup>2</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]
160x120x5	26,1	11	15	6,02	4,83

Perfil	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]
160x120x5	948	119	610	102	1200	150

On:

A: àrea de la secció del perfil.

A<sub>Qy</sub>: àrea de la secció horitzontal del perfil.

A<sub>Qz</sub>: àrea de la secció vertical del perfil.

i<sub>y</sub>: radi de gir en l'eix y.

i<sub>z</sub>: radi de gir en l'eix z.

I<sub>y</sub>: moment d'inèrcia en l'eix y.

W<sub>y</sub>: moment resistent en l'eix y.

I<sub>z</sub>: moment d'inèrcia en l'eix z.

W<sub>z</sub>: moment resistent en l'eix z.

I<sub>t</sub>: moment torçor.

W<sub>t</sub>: moment resistent torçor.

## 2.4. Unions

Principalment hi ha dos tipus diferents d'unions. Les primeres són les unions entre perfils, que es duren a terme mitjançant un nus i per soldadura. Les segones es corresponen a la unió de la cúpula amb l'edifici, aquestes es realitzaran amb una combinació d'unió soldada i cargolada. Pels detalls es pot consultar el capítol específic dedicat a les unions.

## 2.5. Materials utilitzats

### 2.5.1. Acer dels perfils

L'acer utilitzat pels perfils és el S275 JR. El seu mòdul elàstic és  $E_s=206$  GPa i la tensió límit  $\sigma_s=275$  MPa. La densitat de l'acer és de  $7850$  kg/m<sup>3</sup>.

### 2.5.2. Acer de les xapes

Les xapes per la formació de les pestanyes on es recolzaran els vidres, la fabricació dels nusos de la cúpula i les utilitzades per la unió amb l'edifici seran d'acer S 275, les característiques venen indicades al apartat superior.

### 2.5.3. Cargols

Els cargols utilitzats en la unió de la cúpula amb l'edifici seran de mètrica M-20 ( $A_s = 275\text{mm}^2$  i  $d_c = 20\text{mm}$ ) i d'acer amb qualitat 4.6 ( $f_y = 240\text{N/mm}^2/f_{ub} = 400\text{N/mm}^2$ ).

### 2.5.4. Vidre

El vidre temperat té unes propietats mecàniques superiors a les d'un vidre normal. El mòdul elàstic del vidre és de 70GPa, la tensió de ruptura quan treballa a flexió és de 120MPa i el coeficient de Poisson és de 0,22. La densitat del vidre és de 2500kg/m<sup>3</sup>.

# **CAPÍTOL 3:**

## **ACCIONS SOBRE LA**

### **CÚPULA**

A la memòria del projecte ja s'han indicat les accions que actuen sobre la cúpula i s'ha donat el seu valor, en aquest capítol es descriuen els valors obtinguts en detall. A més, es descriuen les combinacions d'accions adoptades pel càlcul i la introducció d'aquestes al programa de càlcul.

### **3.1. Determinació de les accions sobre la cúpula**

Els valors de les càrregues s'han obtingut a partir del document bàsic SE-AE del CTE. S'han considerat cinc càrregues diferents: el propi pes de l'estructura d'acer, el pes del vidre, una sobrecarrega d'ús, una deguda a la neu i la pressió provocada pel vent.

#### *3.1.1. Pes propi de l'estructura*

El pes propi de l'estructura actua com una càrrega lineal amb un valor que depèn del perfil utilitzat. El pes lineal del perfil 160x120x5 és de 158N/m.

#### *3.1.2. Pes propi del vidre*

El vidre que cobreix la cúpula provoca una càrrega superficial constant. Aquesta càrrega ve determinada pel gruix i densitat del vidre. El gruix total del vidre col·locat és de 3cm i la densitat del vidre és de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

$$\rho = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{10\text{N}}{1\text{kg}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (3.1)$$

$$G_v = \rho \cdot e = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,03\text{m} = 750 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (3.2)$$

### 3.1.3. Sobrecàrrega d'ús

S'ha considerat la cúpula com una coberta transitable només per a manteniment amb una inclinació inferior a 20°, categoria d'ús G1 segons el SE-AE, per tant, la sobrecàrrega d'ús aplicada és de 1kN/m².

### 3.1.4. Càrrega de neu

La sobrecàrrega de neu a la zona de Menorca, segons el CTE zona 5, li correspon una càrrega de 0,2 kN/m², però per ser una estructura sensible a cargues verticals considerarem la bàsica recomanada pel CTE que és major, 1kN/m².

### 3.1.5. Acció del vent

L'acció del vent ve determinada per la següent expressió:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (3.3)$$

On:

$q_b$  és l'acció dinàmica del vent. Com a valor mitjà es pot adoptar el valor de 0,5 kN/m². Per a una major precisió es pot determinar a partir de l'annex D del capítol d'accions a l'edificació del CTE. Menorca correspon a la zona C, per tant, la pressió dinàmica és de  $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$ .

$c_e$  és el coeficient d'exposició i depèn de l'altura de l'edifici o estructura. Es determina a l'apartat 3.3.3. Amb un grau d'entorn IV i una altura total de l'edifici més la cúpula de 9,5 m el  $c_e = 1,9$ .

$c_p$  és el coeficient eòlic o de pressió i depèn de la forma de l'edifici o estructura. Es determina als apartats 3.3.4 i 3.3.5 o l'annex D en el cas de construccions especials com aquest.

En el cas d'estructures cilíndriques l'influència del vent és variable per tota la seva superfície. Amb el següent gràfic es poden extreure els principals valors del coeficient eòlic.

Considerant l'altura de l'edifici (7m), el diàmetre de la cúpula (30m) i la seva altura (2,65) tenim:

$$\frac{f}{d} = \frac{2,65}{30} \approx 0,09 \quad (3.4)$$

$$\frac{g}{d} = \frac{9,3}{30} \approx 0,31 \quad (3.5)$$

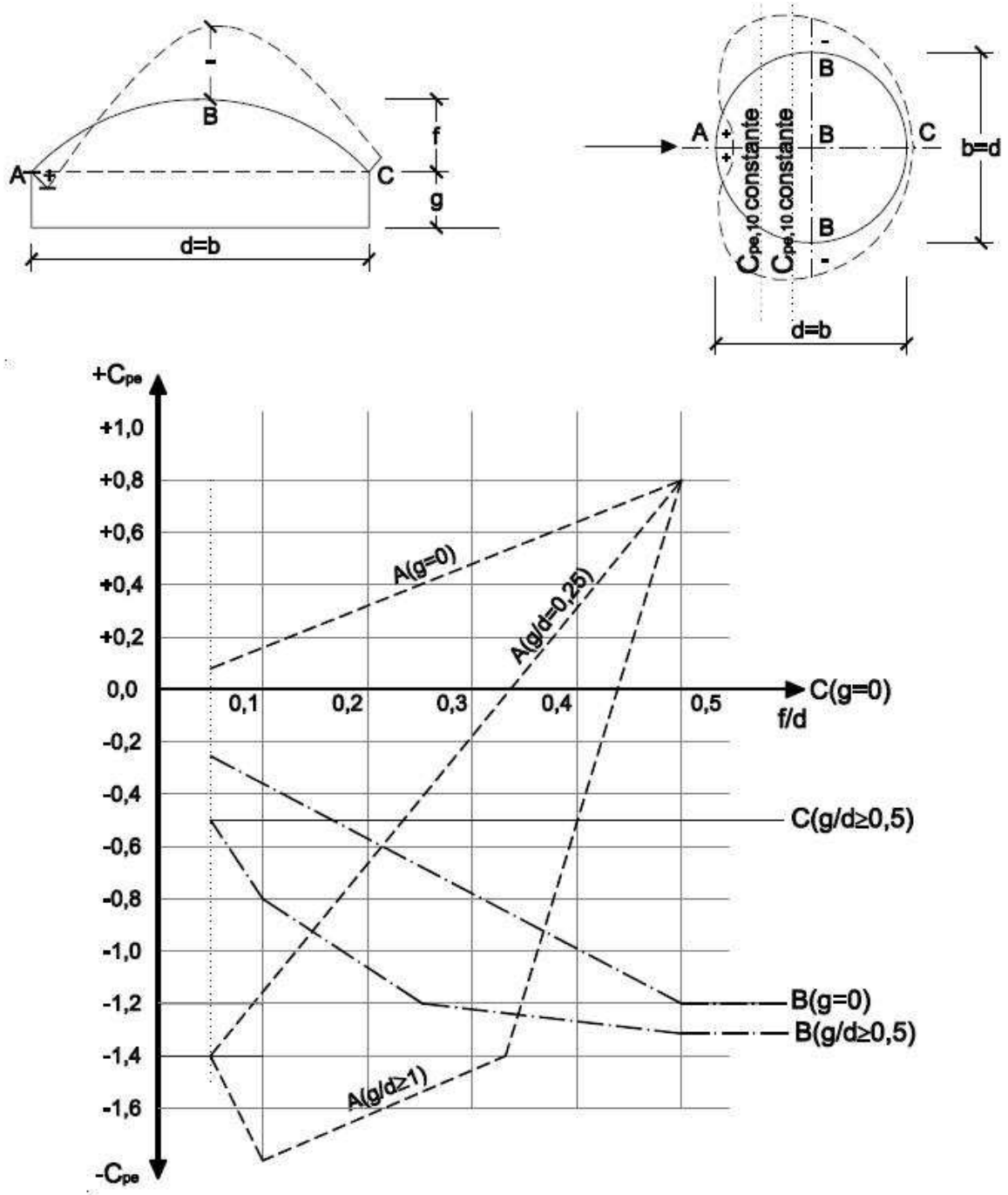
I s'extreuen els valors de A, B i C del gràfic que corresponen al  $c_p$  en els diferents punts de l'estructura. Pels valors de B i C ha estat necessari fer una interpolació lineal.

A= -1,3

B= -0,6

C= -0,3

Tots els valors del coeficient eòlic són negatius, per tant, el vent succiona l'estructura en tota la seva superfície. L'acció del vent no es tindrà en compte en els càlculs ja que aquests estan a favor de la seguretat.



**Figura 3.1.** Gràfic pel càlcul de coeficient eòlic d'estructures esfèriques.

## 3.2. Combinació d'accions considerades

Amb totes les accions definides és important tenir present que no necessàriament totes actuen simultàniament, per aquesta raó el CTE en el DB-SE defineix les combinacions d'accions. Depenent del tipus d'acció s'apliquen una sèrie de coeficients (coeficient de combinació) per tal de disminuir la càrrega d'accions que difícilment es produiran simultàniament i d'aquesta manera no sobre dimensionar en excés l'estructura.

El dimensionament de l'estructura s'ha realitzat a partir de dues combinacions d'accions tal i com indica el CTE. Una per les comprovacions de les barres a E.L.U. i una altra per les comprovacions de les barres a E.L.S.

Per a E.L.U en situació permanent o transitòria es considera la següent expressió:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.6)$$

On:

$G_{k,j}$ : una càrrega permanent qualsevol.

$Q_{k,1}$ : la càrrega variable principal.

$Q_{k,i}$ : una càrrega variable qualsevol.

$\gamma_G$ : coeficient de majoració de les càrregues permanents.

$\gamma_Q$ : coeficient de majoració de les càrregues variables.

$\psi_0$ : coeficient de combinació.

On es consideren simultàniament totes les accions permanents aplicant el seu coeficient de majoració, una acció variable qualsevol amb el seu coeficient de majoració i la suma de la resta d'accions variables aplicant els seus corresponents coeficients de majoració i un coeficient de combinació ( $\psi_{0,i}$ ).

El coeficient de majoració és de  $\gamma_G = 1,35$  per les càrregues permanents degudes al propi pes, com el pes de l'estructura i el pes del vidre, i de  $\gamma_Q = 1,5$  per les variables, sobrecàrrega d'ús, neu i vent. Per a cobertes transitables només per a manteniment (categoria H), el coeficient de combinació és  $\psi_{0,i} = 0$  per a les sobrecàrregues d'ús i de  $\psi_{0,i} = 0,5$  per a càrregues de neu a altituds menors de 1000m. A continuació es presenten les combinacions possibles, de les quals només s'estudiarà la més desfavorable.

Considerant com a càrrega principal la sobrecàrrega d'ús:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= 1,35 \cdot G_{est} + 1,35 \cdot 0,75 \frac{N}{m^2} + 1,5 \cdot 1 \frac{N}{m^2} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1 \frac{N}{m^2} \\ &= 1,35 \cdot G_{est} + 3,263 \frac{N}{m^2} \end{aligned}$$

Considerant com a càrrega principal la neu:

$$\begin{aligned} E_{d2} &= 1,35 \cdot G_{est} + 1,35 \cdot 0,75 \frac{N}{m^2} + 1,5 \cdot 1 \frac{N}{m^2} + 1,5 \cdot 0 \cdot 1 \frac{N}{m^2} \\ &= 1,35 \cdot G_{est} + 2,513 \frac{N}{m^2} \end{aligned}$$

Per a realitzar els càlculs i les comprovacions de E.L.U. s'utilitzarà la combinació  $E_{d1}$  que és la més desfavorable. En teoria s'haurien de realitzar dos combinacions diferents per tractar els dos estats de E.L.U. que defineix el CTE, resistència i estabilitat, però s'utilitzarà aquesta per les comprovacions a estabilitat a pesar que es correspon a la de resistència (el coeficient de seguretat degudes al pes propi per a la comprovació a estabilitat és menor  $\gamma_G = 1,10$ , per tant estem a favor de la seguretat).

Pel càlcul i comprovacions dels E.L.S s'han considerat totes les accions, permanents i variables, en valor característic segons la següent expressió:



$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

$$E_{d1} = G_{est} + 0,75 \frac{N}{m^2} + 1 \frac{N}{m^2} + 1 \frac{N}{m^2} = G_{est} + 2,75 \frac{N}{m^2}$$

**Taula 3.1.** Coeficients de seguretat de les accions.

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

**Taula 3.2.** Coeficients de combinació.

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)	<sup>(1)</sup>		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

### 3.3. Distribució de les càrregues i introducció al programa de càlcul

El programa de càlcul utilitzat pel dimensionament i obtenció dels esforços de les barres és el CYPE Metal 3D. Després d'haver introduït l'estructura i haver definit els coeficients i condicions d'entorn s'ha procedit a la introducció de les accions que afecten la cúpula.

El pes de l'estructura l'inclou automàticament el mateix programa, en canvi, la resta de càrregues s'han introduït en forma de carga superficial amb el seu valor

característic, tal i com estan definides. Des del programa s'han aplicat els diferents coeficients de majoració i de combinació creant les combinacions descrites en l'apartat anterior.

Per tal de facilitar la feina les càrregues s'han introduït amb la funció "paños" del Metal 3D. Aquesta funció permet introduir càrregues superficials molt més fàcil i ràpidament que haver de distribuir-les com a càrregues lineals a sobre cada barra. L'inconvenient és que aquesta funció obliga a definir una direcció de repartiment de la càrrega, distribuint la càrrega superficial només sobre dues de les tres barres. Això té com a conseqüència que aquestes dues barres tenen més càrrega lineal que la que tindrien realment i la tercera barra es queda sense càrrega provocant que el moment flector de les dues primeres sigui lleugerament més gran i el de la tercera sigui pràcticament zero. El major problema és que l'estructura queda lleugerament sobre dimensionada degut a que algunes barres tenen més càrrega de la que li pertoca en la realitat.

Les cargues superficials han estat introduïdes amb el seu valor en projecció. Les superfícies entre dos anells contigus tenen inclinacions diferents, així que la carga superficial de cada una d'aquestes superfícies entre anells és diferent. S'han calculat els angles d'inclinació i la carga superficial projectada que li pertoca a cada superfície. Amb la següent expressió es calculen els angles d'inclinació:

$$\alpha = \arctg \frac{h_j - h_{j+1}}{r_{j+1} - r_j} \quad (3.8)$$

On:

$\alpha$ : angle d'inclinació entre dos anells

$h_j$ : altura de l'anell superior

$h_{j+1}$ : altura de l'anell inferior

$r_j$ : radi de l'anell superior

$r_{j+1}$ : radi de l'anell inferior

**Taula 3.3.** Angle d'inclinació de les superfícies de carga.

Anells	$\alpha$
5/4	18,003
4/3	13,986
3/2	10,01
2/1	6

I per calcular les cargues projectades:

$$G_{pro} = G \cdot \cos(\alpha) \quad (3.9)$$

**Taula 3.4.** Resultats de les cargues projectades a introduir al programa de càlcul.

Anells	5/4	4/3	3/2	2/1	1/-
$G_{pro}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,713	0,728	0,738	0,746	0,75
$Q_{pro}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,951	0,97	0,985	0,994	1
$N_{pro}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,951	0,97	0,985	0,994	1

On:

$G_{pro}$ : carga projectada provocada pel pes del vidre

$Q_{pro}$ : carga projectada provocada per la sobre carga d'ús

$N_{pro}$ : carga projectada provocada per la neu



# **CAPÍTOL 4:**

# **RESULTATS I**

# **COMPROVACIONS**

En aquest capítol es presenten els resultats d'esforços i fletxes de l'estructura obtinguts després del dimensionament , així com les comprovacions realitzades que obliga el CTE de E.L.U. i E.L.S de les barres més desfavorables.

## **4.1. Resultats**

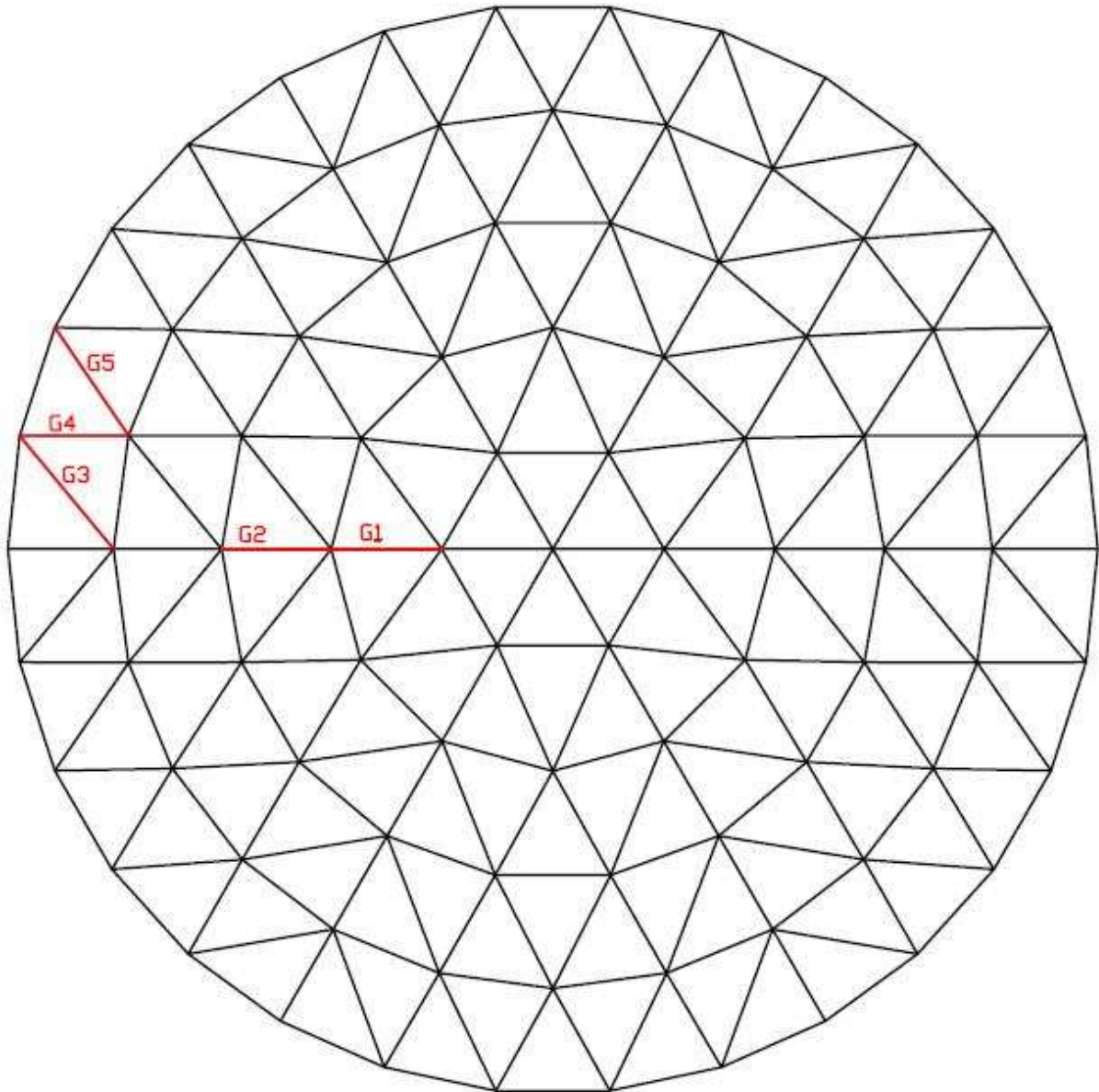
Després d'haver introduït la geometria i les càrregues pertinents al CYPE Metal 3d s'ha realitzat el càlcul de l'estructura. S'ha optat per utilitzar perfils iguals a totes les barres a pesar que algunes quedaran sobre dimensionades. A continuació es presenten els diferents resultats obtinguts del programa: esforços, reaccions als recolzaments i desplaçaments dels nusos.

### *4.1.1. Esforços de les barres*

Els esforços presentats a continuació pertanyen a les barres més desfavorables de l'estructura. Al tenir simetria geomètrica i cargues uniformes, totes les barres iguals tenen els mateixos esforços. També es presenta un esquema indicant les barres més desfavorables.

**Taula 4.1.** Esforços de les barres més desfavorables.

	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
G1	-191,737	-5,78	0	0	-12,091	0
G2	-191,925	-4,78	0	0	-11,62	0
G3	-77,248	-10,39	0,58	-0,6	-9,708	0,192
G4	-174,224	-10,05	-0,17	0,48	-10,034	-0,047
G5	-134,634	-8,77	0,36	-0,46	-8,915	-0,062

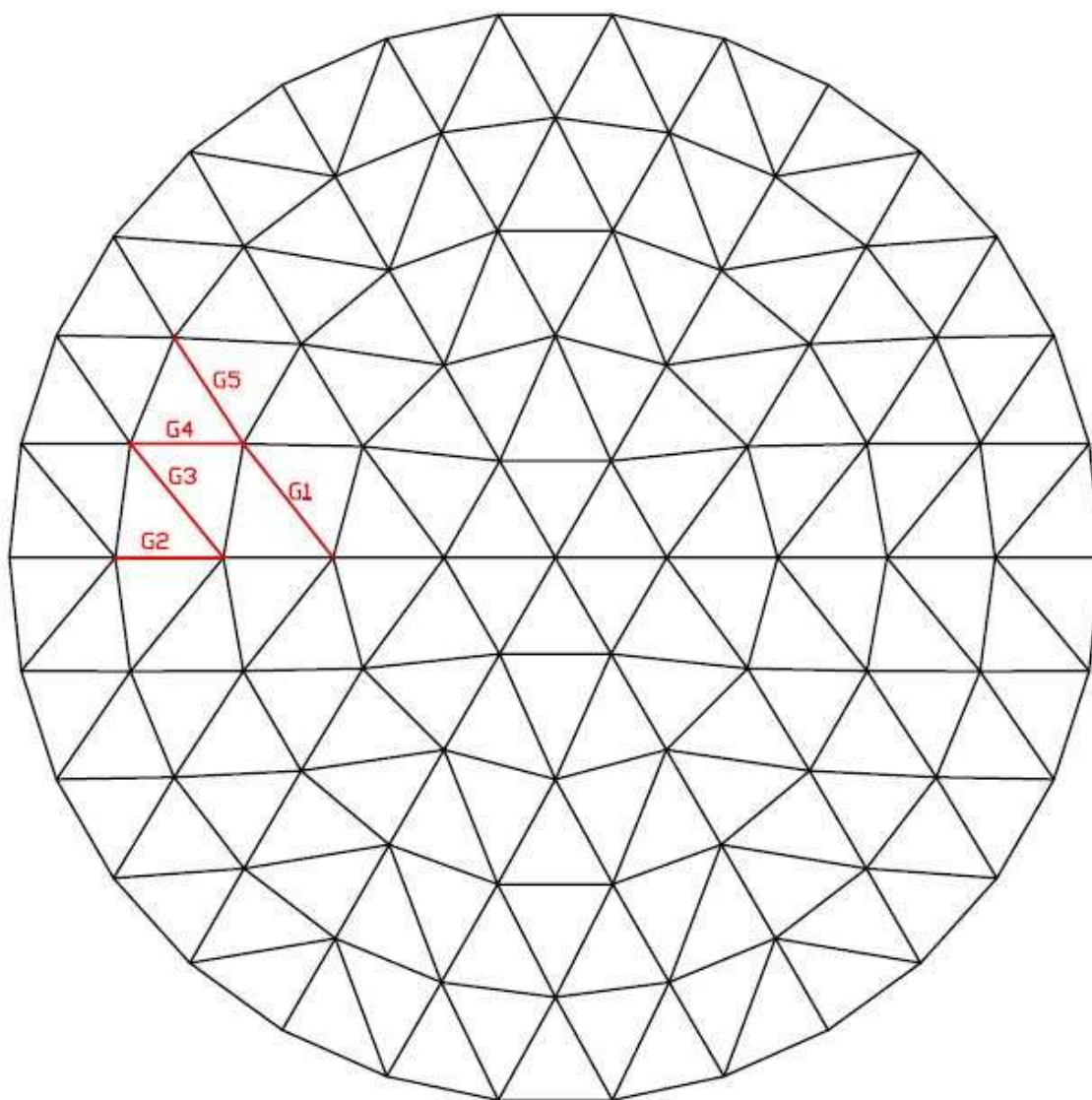
**Figura 4.1.** Esquema de les barres més desfavorables a ELU.

#### 4.1.2. Fletxa de les barres

La següent taula indica el valor de la fletxa de les barres més desfavorables de la cúpula. La imatge indica les barres més desfavorables.

**Taula 4.2.** Fletxes màximes.

	Fletxa max [mm]
G1	2,1
G2	1,5
G3	2,6
G4	1,3
G5	1,4



**Figura 4.2.** Esquema de les barres més desfavorables a ELS.

#### 4.1.3. Reaccions dels recolzaments

Les reaccions als recolzaments són necessaris per conèixer les forces que provoca la cúpula sobre l'edifici. Aquestes reaccions s'han extret en valor característic i posteriorment quan s'introdueixin els esforços sobre l'edifici s'hi aplicarà el coeficient de seguretat.

**Taula 4.3.** Reaccions dels recolzaments.

Recolzament	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kN/m]	My [kN/m]	Mz [kN/m]
N62	-15,87	-208,427	81,812	-13,229	0,301	0,05
N63	-47,144	-174,681	74,983	-15,847	1,409	0,347
N64	-33,312	-57,699	35,081	-9,636	5,563	0
N65	-127,706	-128,169	74,983	-9,144	13,02	-0,347
N66	-172,569	-117,957	81,812	-6,876	11,306	-0,05
N67	-188,438	-90,47	81,812	-6,354	11,608	0,05
N68	-174,853	-46,506	74,983	-6,703	14,429	0,347
N69	-66,622	0	35,08	0	11,126	0
N70	-174,853	46,506	74,983	6,703	14,429	-0,347
N71	-188,438	90,47	81,812	6,354	11,608	-0,05
N72	-172,569	117,957	81,812	6,876	11,306	0,05
N73	-127,706	128,169	74,983	9,144	13,02	0,347
N74	-33,312	57,699	35,081	9,636	5,563	0
N75	-47,144	174,681	74,983	15,847	1,409	-0,347
N76	-15,87	208,427	81,812	13,229	0,301	-0,05
N77	15,87	208,427	81,812	13,229	-0,301	0,05
N78	47,144	174,681	74,983	15,847	-1,409	0,347
N79	33,312	57,699	35,081	9,636	-5,563	0
N80	127,706	128,169	74,983	9,144	-13,02	-0,347
N81	172,569	117,957	81,812	6,876	-11,306	-0,05
N82	188,438	90,47	81,812	6,354	-11,608	0,05
N83	174,853	46,506	74,983	6,703	-14,429	0,347
N84	66,622	0	35,08	0	-11,126	0
N85	174,853	-46,506	74,983	-6,703	-14,429	-0,347
N86	188,438	-90,47	81,812	-6,354	-11,608	-0,05
N87	172,569	-117,957	81,812	-6,876	-11,306	0,05
N88	127,706	-128,169	74,983	-9,144	-13,02	0,347
N89	33,312	-57,699	35,081	-9,636	-5,563	0
N90	47,144	-174,681	74,983	-15,847	-1,409	-0,347
N91	15,87	-208,427	81,812	-13,229	-0,301	-0,05

On:

Rx: reacció en x

Ry: reacció en y

Rz: reacció en z

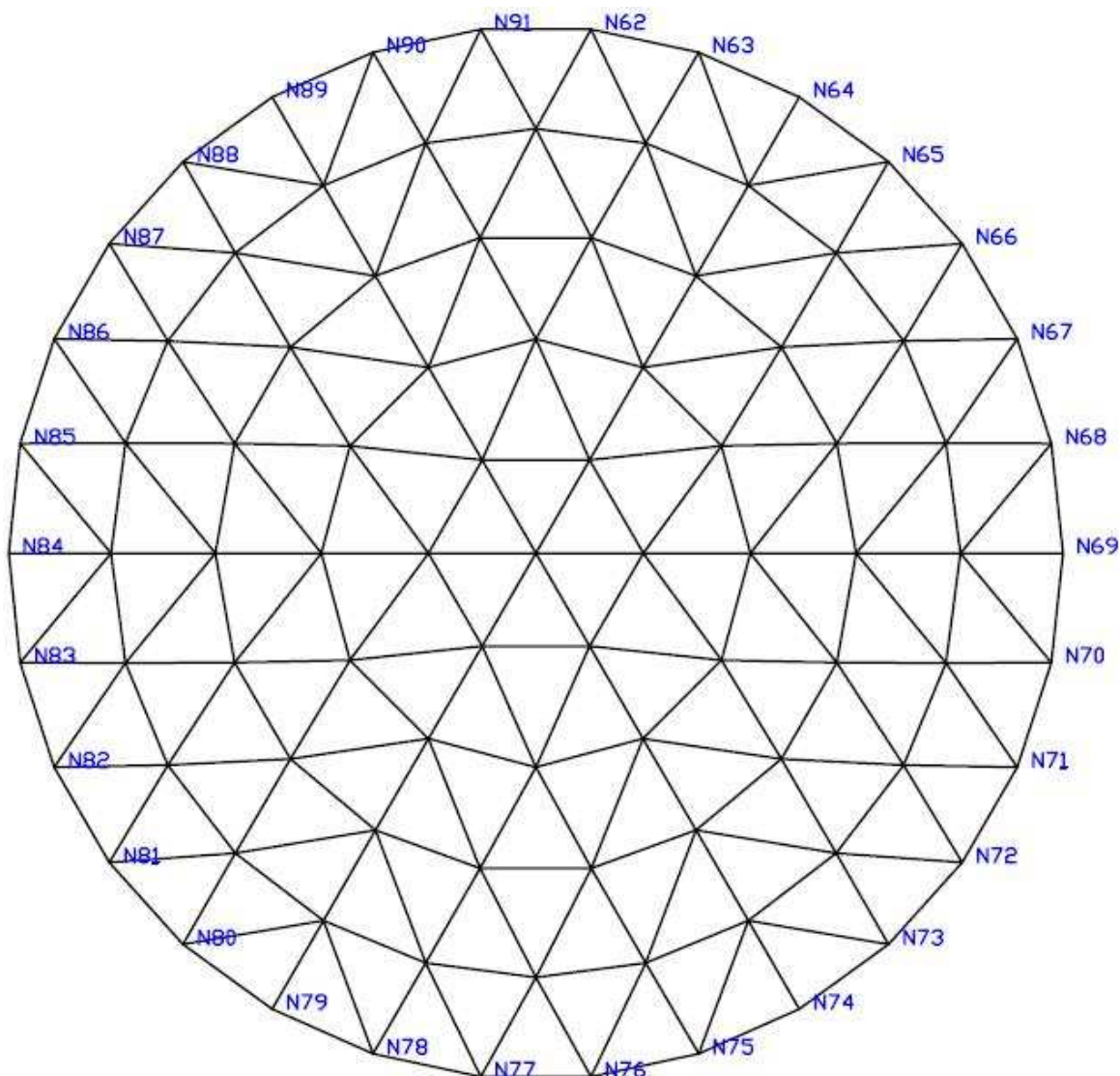
Mx: moment flector en x



$M_y$ : moment flector en y

$M_z$ : moment flector en z

El següent esquema indica la numeració de cada un dels recolzaments.



**Figura 4.3.** Numeració dels recolzaments.

#### 4.1.4. Desplaçaments dels nusos

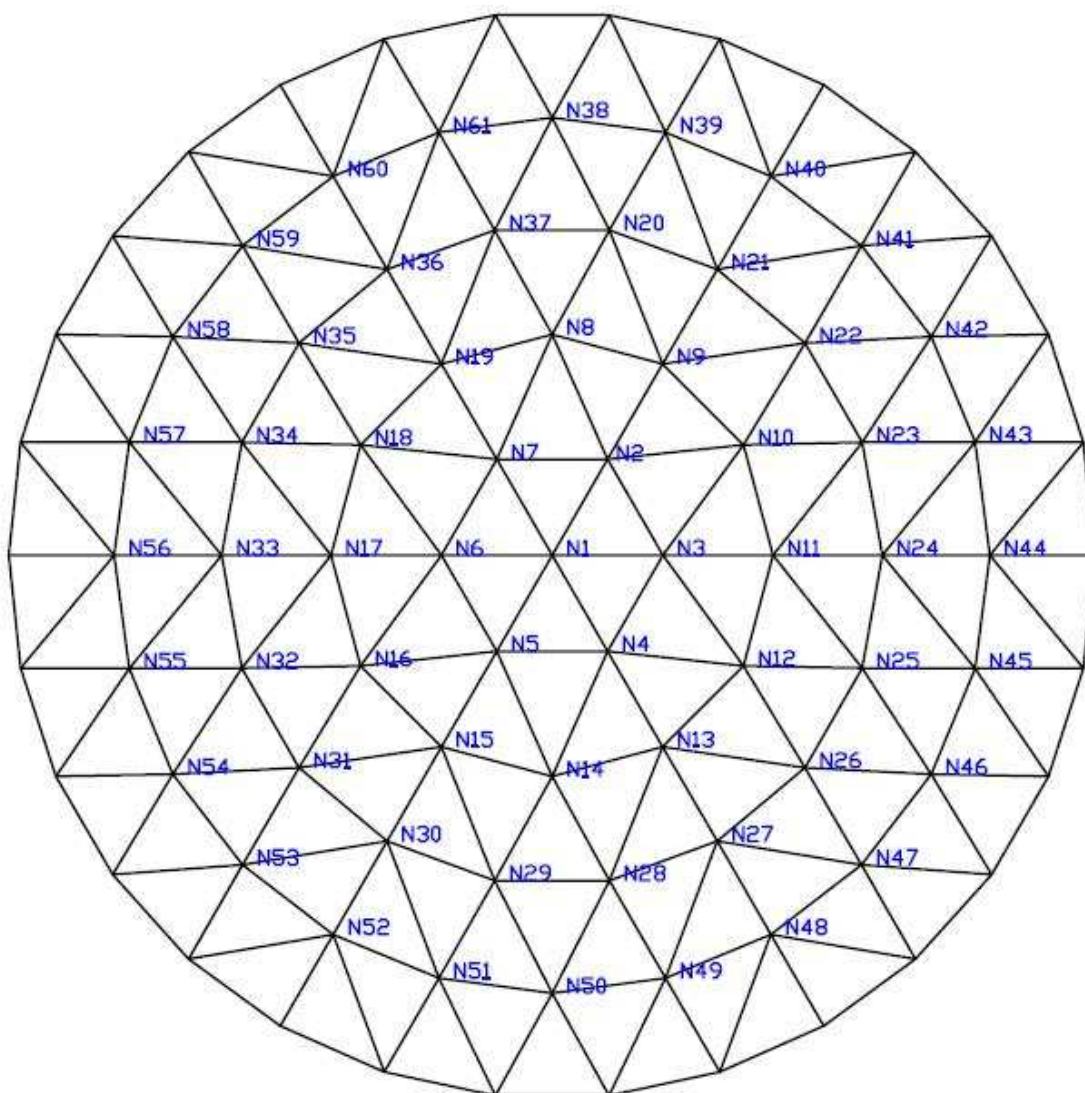
A continuació es detallen els desplaçaments en X, Y i Z de tots els nusos de la cúpula.

**Taula 4.4.** Desplaçaments dels nusos.

Nus	Dx [mm]	Dy [mm]	Dz [mm]
N1	-0,4	-0,7	-7,4
N2	-0,4	-0,7	-10,9
N3	-0,8	0,0	-10,9
N4	-0,4	0,7	-10,9

N5	0,4	0,7	-10,9
N6	0,8	0,0	-10,9
N7	0,4	-0,7	-10,9
N8	0,0	-1,4	-14,1
N9	-1,0	-1,8	-14,1
N10	-1,2	-0,7	-14,1
N11	-2,1	0,0	-14,1
N12	-1,2	0,7	-14,1
N13	-1,0	1,8	-14,1
N14	0,0	1,4	-14,1
N15	1,0	1,8	-14,1
N16	1,2	0,7	-14,1
N17	2,1	0,0	-14,1
N18	1,2	-0,7	-14,1
N19	1,0	-1,8	-14,1
N20	-0,4	-2,0	-13,0
N21	-1,5	-2,6	-14,0
N22	-1,5	-1,3	-13,0
N23	-1,9	-0,7	-13,0
N24	-3,0	0,0	-14,0
N25	-1,9	0,7	-13,0
N26	-1,5	1,3	-13,0
N27	-1,5	2,6	-14,0
N28	-0,4	2,0	-13,0
N29	0,4	2,0	-13,0
N30	1,5	2,6	-14,0
N31	1,5	1,3	-13,0
N32	1,9	0,7	-13,0
N33	3,0	0,0	-14,0
N34	1,9	-0,7	-13,0
N35	1,5	-1,3	-13,0
N36	1,5	-2,6	-14,0
N37	0,4	-2,0	-13,0
N38	0,0	-1,1	-6,3
N39	-0,4	-1,4	-7,2
N40	-1,2	-2,1	-8,7
N41	-1,0	-1,0	-7,2
N42	-1,0	-0,6	-6,3

N43	-1,4	-0,4	-7,2
N44	-2,4	0,0	-8,7
N45	-1,4	0,4	-7,2
N46	-1,0	0,6	-6,3
N47	-1,0	1,0	-7,2
N48	-1,2	2,1	-8,7
N49	-0,4	1,4	-7,2
N50	0,0	1,1	-6,3
N51	0,4	1,4	-7,2
N52	1,2	2,1	-8,7
N53	1,0	1,0	-7,2
N54	1,0	0,6	-6,3
N55	1,4	0,4	-7,2
N56	2,4	0,0	-8,7
N57	1,4	-0,4	-7,2
N58	1,0	-0,6	-6,3
N59	1,0	-1,0	-7,2
N60	1,2	-2,1	-8,7
N61	0,4	-1,4	-7,2



**Figura 4.4.** Numeració dels nusos de la cúpula.

## 4.2. Comprovació de E.L.U.

A partir dels resultats d'esforços obtinguts del càlcul de l'estructura amb el CYPE Metal 3D es realitza la comprovació de E.L.U. per assegurar la integritat i l'estabilitat de l'estructura tal i com obliga el CTE. Els perfils de la cúpula treballen principalment a compressió excèntrica (compressió i flexió).

Per realitzar la comprovació s'han calculat les tensions normal i tallant per, finalment, calcular la tensió equivalent de Von-Mises i comparar el valor amb la tensió límit del material. Pel càlcul de la tensió normal s'ha calculat prèviament el paràmetre  $\chi$  i s'ha considerat per tal d'assegurar que no es produirà vinclament als perfils.

A continuació es presenten les dades i formules utilitzades pels càlculs i els resultats obtinguts.

$$\sigma = \frac{N_x}{A_\chi} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \quad (4.1)$$

On:

$\sigma$ : tensió normal

$N_x$ : esforç axil

$M_y$ : moment flector en x

$M_z$ : moment flector en y

X: paràmetre chi de reducció per vinclament

$W_y$ : moment resistent en y

$W_z$ : moment resistent en z

$$\tau \leq \left| \frac{T_y}{A_{Qy}} + \frac{T_z}{A_{Qz}} \right| + \left| \frac{M_T}{W_T} \right| \quad (4.2)$$

On:

$\tau$ : tensió tangencial

$T_y$ : esforç tallant en y

$T_z$ : esforç tallant en z

$A_{Qy}$ : àrea de la secció horitzontal del perfil

$A_{Qz}$ : àrea de la secció vertical del perfil

**Taula 4.5.** Característiques mecàniques del perfil 160x120x5.

A [cm <sup>2</sup> ]	26,1
A <sub>Qy</sub> [cm <sup>2</sup> ]	11
A <sub>Qz</sub> [cm <sup>2</sup> ]	15
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	119
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	102
W <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	150

Finalment s'ha calculat la tensió equivalent de Von-Mises amb la següent expressió i amb els valors obtinguts anteriorment:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (4.3)$$

**Taula 4.6.** Esforços de les barres més desfavorables.

	Axil [kN]	M.Flector y [kNm]	M.Flector z [kNm]	Moment torsor	Tallant z [kN]	Tallant y [kN]
G1	-191,737	-5,78	0	0	-12,091	0
G2	-191,925	-4,78	0	0	-11,62	0
G3	-77,248	-10,39	0,58	-0,6	-9,708	0,192
G4	-174,224	-10,05	-0,17	0,48	-10,034	-0,047
G5	-134,634	-8,77	0,36	-0,46	-8,915	-0,062

La taula següent és el resum dels resultats obtinguts. El càlcul del paràmetre  $\chi$  es detalla en el pròxim apartat.

**Taula 4.7.** Resultats de les tensions.

	$\chi$	$\sigma$ [MPa]	$t$ [MPa]	$\sigma_{eq}$ [MPa]
G1	0,7015	153,29	8,06	153,93
G2	0,7018	144,95	7,75	145,57
G3	0,5393	147,88	10,65	149,03
G4	0,5393	209,91	9,93	210,61
G5	0,6896	152,03	9,07	152,84

Per tal de realitzar la comprovació es compara la tensió equivalent obtinguda amb la tensió admissible, que és la tensió límit del material dividida per un coeficient de seguretat del material.

$$\sigma_{eq} \leq \sigma_{adm} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.5)$$

On:

On:

$\sigma_{eq}$ : tensió equivalent de Von-Mises.

$\sigma_{adm}$ : tensió admissible del material.

$f_y$ : tensió límit del material.

$\gamma_{M1}$ : coeficient parcial de seguretat del material relatiu als fenòmens d'inestabilitat.

La tensió límit del material és de 275MPa i el coeficient parcial de seguretat del material és de  $\gamma_{M1} = 1,05$ , així que la tensió admissible és:

$$\sigma_{adm} = f_{yd} = \frac{275\text{MPa}}{1,05} = 262\text{MPa}$$

Tots els perfils estan per sota de la tensió admissible.

#### 4.2.1. Càlcul del paràmetre $\chi$

El coeficient Chi és un coeficient que serveix per reduir l'àrea eficaç dels perfils quan aquests treballen a compressió i es poden produir fenòmens d'inestabilitat, en aquest cas el vinclament. El seu valor depèn del mateix perfil i del material de la barra

Inicialment es calcula l'esveltesa reduïda:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cdot \frac{1}{i} \quad (4.6)$$

On:

$E$ : mòdul elàstic del material.

$f_y$ : límit elàstic del material.

$i$ : radi de gir de la secció (el valor menor).

$L_k$ : és la longitud de vinclament del perfil i es calcula multiplicant la longitud d'aquest amb un paràmetre  $\beta$ . En aquest cas s'ha optat per un valor de  $\beta=1$ , per tant, les longituds dels perfils i les longituds de vinclament coincideixen.

$$L_k = \beta \cdot L \quad (4.7)$$

**Taula 4.8.** Longituds de vinclament.

	L [m]	$L_k$ [m]
G1	3,062	3,062
G2	3,06	3,06
G3	4,158	4,158
G4	3,141	3,141
G5	3,719	3,719

**Taula 4.9.** Característiques del perfil.

E [MPa]	210000
$f_y$ [MPa]	275
$i$ [mm]	48,3

Amb l'esveltesa reduïda calculada es pot procedir a calcular els paràmetres  $\phi$  i  $\chi$ .

$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right] \quad (4.8)$$

El valor  $\alpha$  depèn del tipus de perfil utilitzat segons el CTE. En aquest cas el valor per pren el valor de  $\alpha = 0,49$ .

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1 \quad (4.9)$$

La taula següent mostra els resultats obtinguts, el valor de  $\chi$  s'utilitzarà per calcular la tensió del perfil tal i com s'ha realitzat a l'apartat anterior.

**Taula 4.10.** Resultats del càlcul de  $\chi$

	$\lambda$	$\phi$	$\chi$
G1	0,7373	0,9034	0,7015
G2	0,7368	0,9029	0,7018
G3	1,0012	1,1975	0,5393
G4	1,0012	1,1975	0,5393
G5	0,7563	0,9223	0,6896

### 4.3. Comprovació de E.L.S.

L'estat límit de servei ens assegura que l'estructura no tindrà una deformació excessiva. Per a la comprovació s'han extret els valors de les fletxes de les barres més desfavorables de l'estructura, i aquesta no pot superar la fletxa admissible assignada.

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad (4.9)$$

El valor de la fletxa es defineix com la longitud de la barra dividit per un valor indicat pel CTE. Per tractar-se d'una estructura sensible a càrregues verticals i coberta de vidre que és un material fràgil s'ha optat per un coeficient de seguretat elevat.

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad (4.10)$$

La taula següent recull les longituds de les barres més desfavorables, les fletxes màximes que sofreixen i la fletxa admissible que podrien arribar a tenir sense comprometre el funcionament de l'estructura.

**Taula 4.11.** Fletxes màximes i admissibles.

	L [m]	Fletxa max [mm]	Fletxa adm. [mm]
G1	4,01	2,2	8,0
G2	3,062	1,5	6,1
G3	4,109	2,6	8,2
G4	3,196	1,3	6,4
G5	3,567	1,5	7,1

Tots el valors de fletxa de les barres estan per sota de l'admissible, per tant compleixen el criteri de E.L.S.



# **CAPÍTOL 5:**

# **ANÀLISI DE LA**

# **NO-LINEALITAT DE**

# **L'ESTRUCTURA**

Les estructures tubulars, com les cúpules monocapa, estan destinades a cobrir grans superfícies lliures de pilars. Típicament s'utilitzen estructures de dues capes amb barres connectades entre elles que tenen la suficient rigidesa a flexió i treballen com una gelosia espacial, però, en el cas d'estructures monocapa apareix l'inconvenient d'una possible inestabilitat global que posaria en perill la integritat de l'estructura. Així a part de les comprovacions que obliga el CTE que assegura l'estabilitat de les barres (vinclament) i el seu bon funcionament és necessari realitzar un estudi més a fons del comportament de l'estructura sota les cargues descrites per evitar que es produeixi el vinclament global.

Un anàlisi analític és complex, per tant s'ha optat per realitzar un anàlisi amb un procés d'iteracions utilitzant el programa de càlcul CYPE Metal 3D.

Inicialment, la solució adoptada eren perfils tubulars rectangulars de 120x100x5 per a totes les barres, que era suficient per complir els requisits de la normativa de E.L.U i E.L.S però després de concloure l'anàlisi no-lineal de l'estructura s'ha arribat a la conclusió que aquest perfils no eren suficients per evitar un possible vinclament global, així que finalment s'han adoptat els perfils 160x120x5.

## **5.1. Mètode d'anàlisi**

L'anàlisi s'ha realitzat a partir d'una sèrie d'iteracions i comparació dels resultats de desplaçaments obtinguts en cada iteració. Primer, s'ha calculat l'estructura i extret els desplaçaments de cada un dels nusos. Amb un arxiu de cad on hi havia

introduïda la cúpula s'ha actualitzat la geometria de la cúpula modificant les posicions en Z de tots els nusos considerant els desplaçaments obtinguts en el càlcul. Amb la geometria modificada de la cúpula, s'ha introduït al programa de càlcul la nova configuració i s'ha re-càlculat l'estructura obtenint uns nous desplaçaments dels nusos. S'han realitzat quatre iteracions del procés.

Amb totes les dades obtingudes, s'ha realitzat una comparació dels desplaçaments en les diferents iteracions i s'han creat uns gràfics per il·lustrar-ho. També s'han fet un petit estudi del valor de les forces en diferents casos, per saber-ne el comportament. Finalment, s'han extret les conclusions pertinents.

## 5.2. Desplaçaments dels nusos

Per l'anàlisi s'han estudiat quatre models diferents de la cúpula. El primer model ha estat amb els perfils 120x100x5 i els recolzaments com articulacions, el segon amb els perfils 160x120x5 i els recolzaments articulats i finalment s'han estudiat els dos models anteriors però amb els recolzaments encastats. De tots aquests models s'han extret els desplaçaments en Z de les diferents iteracions per, posteriorment, analitzar les dades.

### 5.2.1. Recolzaments articulats/perfil 120x100x5

Aquest primer model estudiat correspon als resultats obtinguts del dimensionament inicial de l'estructura. S'han extret els resultats inicials i s'han realitzat tres iteracions més obtenint els desplaçaments pertinents. A continuació es presenten els desplaçaments obtinguts a cada iteració.

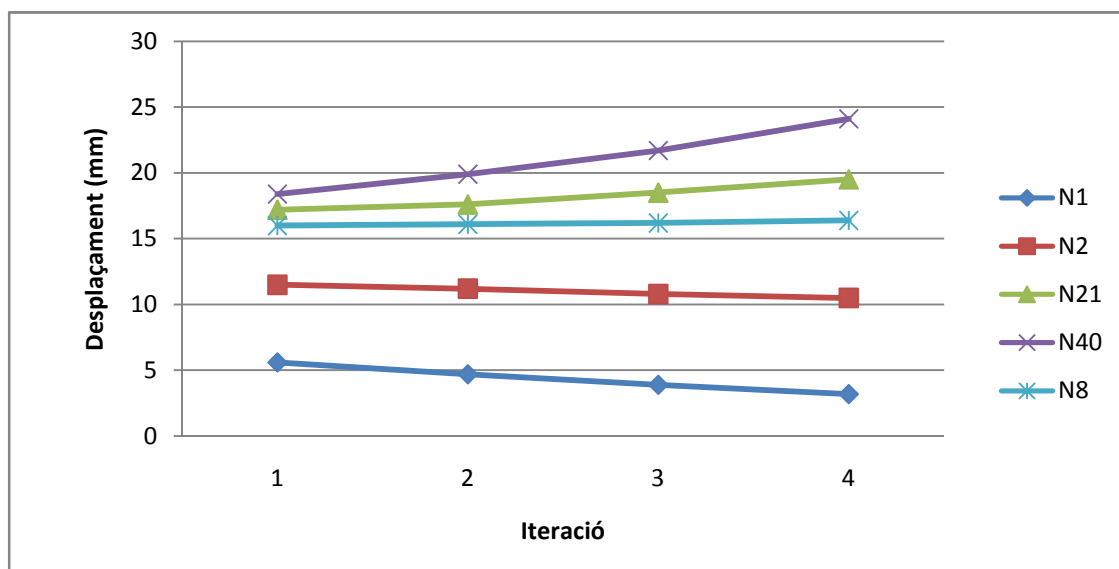
**Taula 5.1.** Desplaçaments en Z dels nusos.

	Dz.1 [mm]	Dz.2 [mm]	Dz.3 [mm]	Dz.4 [mm]
N1	-5,6	-4,7	-3,9	-3,2
N2	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N3	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N4	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N5	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N6	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N7	-11,5	-11,2	-10,8	-10,5
N8	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N9	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5
N10	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N11	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5
N12	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N13	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5
N14	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N15	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5

N16	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N17	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5
N18	-16	-16,1	-16,2	-16,4
N19	-15,4	-15,5	-15,6	-15,5
N20	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N21	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N22	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N23	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N24	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N25	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N26	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N27	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N28	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N29	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N30	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N31	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N32	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N33	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N34	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N35	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N36	-17,2	-17,6	-18,5	-19,5
N37	-15,8	-16,1	-16,5	-16,9
N38	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N39	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N40	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N41	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N42	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N43	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N44	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N45	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N46	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N47	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N48	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N49	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N50	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N51	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N52	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N53	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6

N54	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N55	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N56	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N57	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N58	-12,5	-13,1	-13,6	-14,1
N59	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6
N60	-18,4	-19,9	-21,7	-24,1
N61	-14,5	-15,5	-16,5	-17,6

Es pot observar en els següent gràfic les tendències dels desplaçaments d'alguns dels nusos més representatius de l'estructura. Així, es pot observar com el nus superior (N1) i els nusos de l'anell superior (N2) tenen una tendència clarament estable reduint a cada iteració el seu valor. Els valors del segon anell, representat al gràfic per N8 també té una tendència estable, en canvi, alguns dels nusos dels anells inferiors (N21 i N40) tenen un comportament inestable augmentat el seu desplaçament a cada iteració realitzada.



**Gràfic 5.1.** Tendència de desplaçament dels nusos.

### 5.2.2. Recolzaments articulats/perfil 160x120x5

El segon model estudiat es correspon a l'estructura amb els perfils augmentats per tal d'augmentar la rigidesa de l'estructura i comprovar si els desplaçaments dels nusos són més estables.

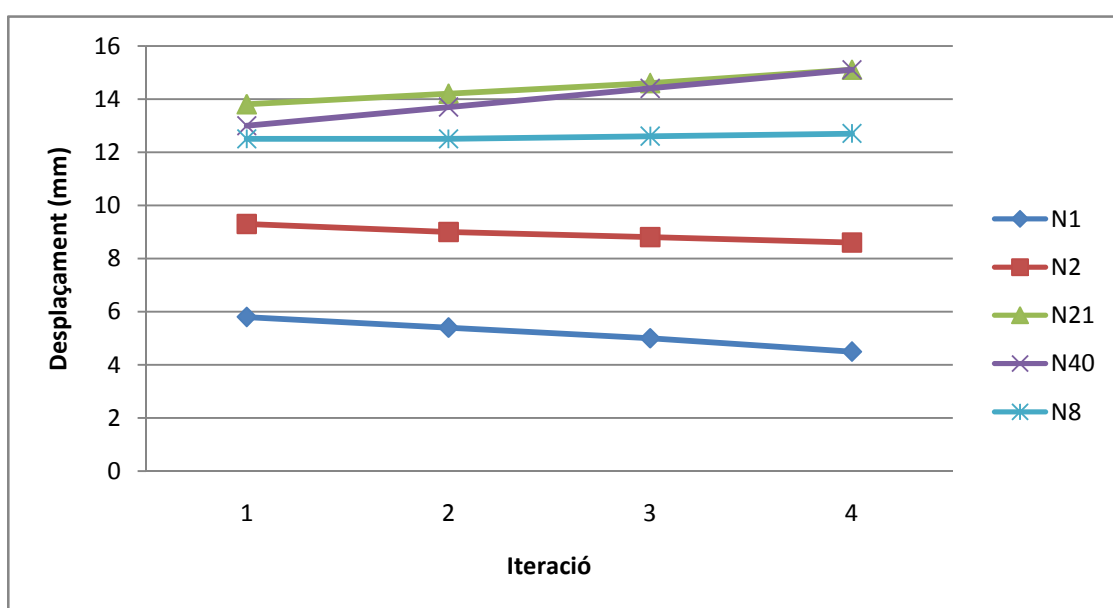
**Taula 5.2.** Desplaçaments en Z dels nusos.

	Dz.1 [mm]	Dz.2 [mm]	Dz.3 [mm]	Dz.4 [mm]
N1	-5,8	-5,4	-5	-4,5
N2	-9,3	-9	-8,8	-8,6
N3	-9,3	-9	-8,8	-8,6
N4	-9,3	-9	-8,8	-8,6

N5	-9,3	-9	-8,8	-8,6
N6	-9,3	-9	-8,8	-8,6
N7	-9,3	-9	-8,8	-8,6
N8	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N9	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N10	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N11	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N12	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N13	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N14	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N15	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N16	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N17	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N18	-12,5	-12,5	-12,6	-12,7
N19	-12,3	-12,3	-12,4	-12,5
N20	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N21	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N22	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N23	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N24	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N25	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N26	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N27	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N28	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N29	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N30	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N31	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N32	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N33	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N34	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N35	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N36	-13,8	-14,2	-14,6	-15,1
N37	-12,7	-13	-13,3	-13,6
N38	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5
N39	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N40	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N41	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N42	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5

N43	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N44	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N45	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N46	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5
N47	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N48	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N49	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N50	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5
N51	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N52	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N53	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N54	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5
N55	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N56	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N57	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N58	-9,5	-9,8	-10,1	-10,5
N59	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3
N60	-13	-13,7	-14,4	-15,1
N61	-10,8	-11,3	-11,8	-12,3

En aquest cas, l'estudi dels nusos ens demostra que efectivament augmentant els perfils de la cúpula s'aconsegueix una major rigidesa i la disminució dels desplaçaments de tots aquests però encara no és suficient per assegurar un comportament lineal. Mentre que els anells superiors es segueixen mantenint estables, els desplaçaments dels nusos dels anells inferiors, encara que menors, segueixen tenint una certa tendència a augmentar.



**Gràfic 5.2.** Tendència de desplaçament dels nusos.

### 5.2.3. Recolzaments encastats/perfil 120x100x5

Després d'haver analitzat els dos models anteriors s'ha decidit fer un estudi de l'influència de la rigidesa dels recolzaments i s'ha optat per encastar-los. Utilitzant els perfils inicials de 120x100x5 els resultats són els següents:

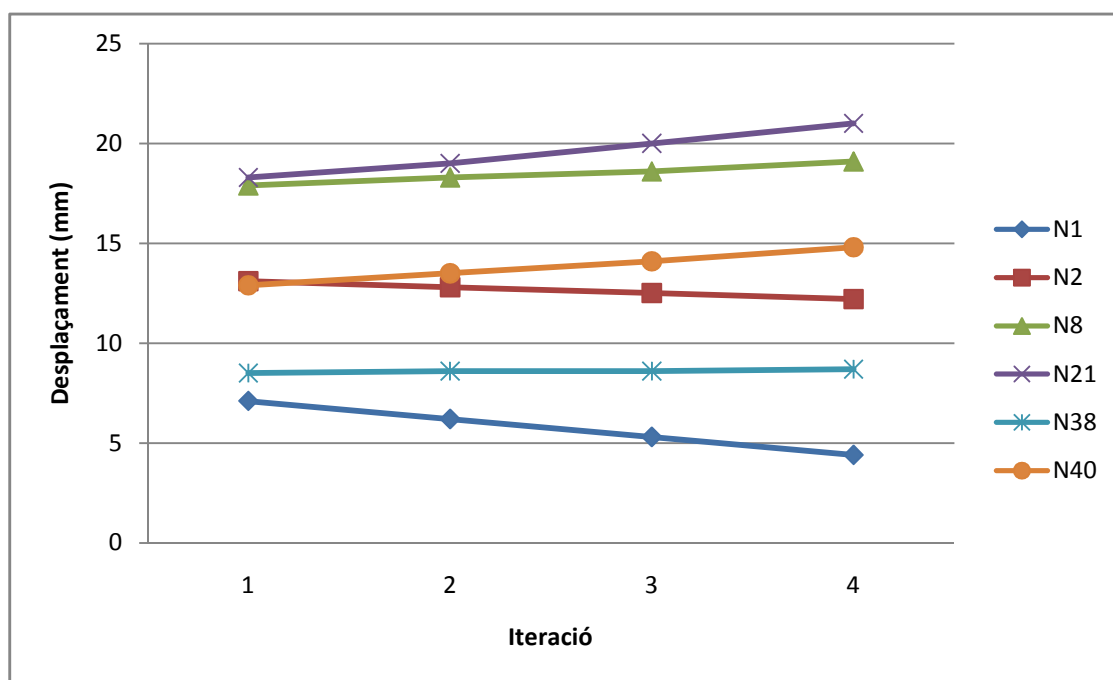
**Taula 5.3.** Desplaçaments en Z dels nusos

	Dz.1 [mm]	Dz.2 [mm]	Dz.3 [mm]	Dz.4 [mm]
N1	-7,1	-6,2	-5,3	-4,4
N2	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N3	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N4	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N5	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N6	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N7	-13,1	-12,8	-12,5	-12,2
N8	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N9	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N10	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N11	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N12	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N13	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N14	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N15	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N16	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N17	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N18	-17,9	-18,3	-18,6	-19,1
N19	-17,5	-17,9	-18,2	-18,8
N20	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N21	-18,3	-19	-20	-21
N22	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N23	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N24	-18,3	-19	-20	-21
N25	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N26	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N27	-18,3	-19	-20	-21
N28	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N29	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N30	-18,3	-19	-20	-21
N31	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2

N32	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N33	-18,3	-19	-20	-21
N34	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N35	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N36	-18,3	-19	-20	-21
N37	-16,6	-17,2	-17,7	-18,2
N38	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N39	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N40	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N41	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N42	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N43	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N44	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N45	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N46	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N47	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N48	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N49	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N50	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N51	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N52	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N53	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N54	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N55	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N56	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N57	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N58	-8,5	-8,6	-8,6	-8,7
N59	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9
N60	-12,9	-13,5	-14,1	-14,8
N61	-10,1	-10,4	-10,6	-10,9

Amb el canvi de recolzament articulat a encastat la major diferència és que l'anell inferior obté una rigidesa addicional i els desplaçaments dels seus nusos són menors i més estables. En aquest cas, el nus superior (N1) i l'anell superior segueixen amb el seu comportament estable, però els nusos del segon i tercer anell tenen una clara tendència a augmentar a cada iteració. A pesar de tot, amb la rigidesa dels recolzaments s'aconsegueix una major rigidesa per a tota l'estructura de tal manera que els desplaçaments de tots els nusos són inferiors al model on els recolzaments eren articulats.





**Gràfic 5.3.** Tendència de desplaçament dels nusos.

#### 5.2.4. Recolzaments encastats/perfil 160x120x5

Finalment, s'ha realitzat un últim anàlisi d'un model amb perfils 160x120x5 i amb els recolzaments encastats. En aquest cas, en els anells inferiors, tenim els menors desplaçaments de tots els casos.

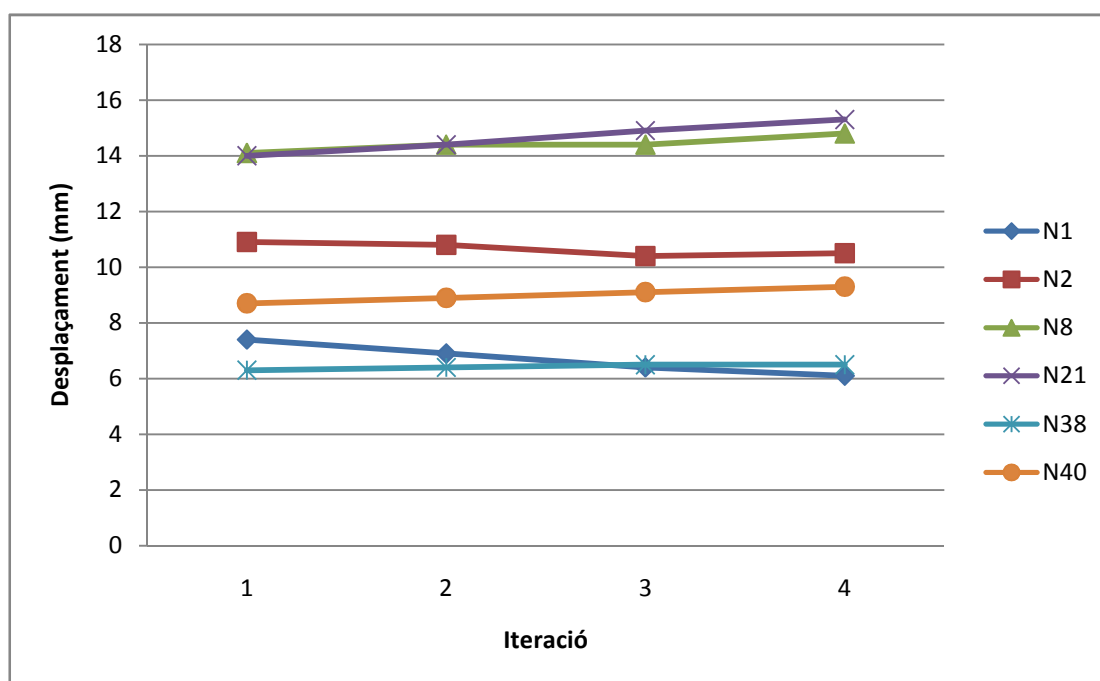
**Taula 5.4.** Desplaçaments en Z dels nusos.

	Dz.1 [mm]	Dz.2 [mm]	Dz.3 [mm]	Dz.4 [mm]
N1	-7,4	-6,9	-6,4	-6,1
N2	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N3	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N4	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N5	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N6	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N7	-10,9	-10,8	-10,4	-10,5
N8	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N9	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8
N10	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N11	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8
N12	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N13	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8
N14	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N15	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8

N16	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N17	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8
N18	-14,1	-14,4	-14,4	-14,8
N19	-14,1	-14,3	-14,4	-14,8
N20	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N21	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N22	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N23	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N24	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N25	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N26	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N27	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N28	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N29	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N30	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N31	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N32	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N33	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N34	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N35	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N36	-14	-14,4	-14,9	-15,3
N37	-13	-13,3	-13,6	-13,9
N38	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N39	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N40	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N41	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N42	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N43	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N44	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N45	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N46	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N47	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N48	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N49	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N50	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N51	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N52	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N53	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6

N54	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N55	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N56	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N57	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N58	-6,3	-6,4	-6,5	-6,5
N59	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6
N60	-8,7	-8,9	-9,1	-9,3
N61	-7,2	-7,3	-7,5	-7,6

En el gràfic es pot veure com els desplaçaments dels nusos són estables en tots els casos. En el cas dels nusos N8 i N21 (corresponents als anells segon i tercer respectivament) encara s'intueix una lleugera inestabilitat, però aquest augmenta es correspon a unes dues dècimes de mil·límetre a cada iteració, per tant es pot suposar que el seu comportament és lineal i estable.

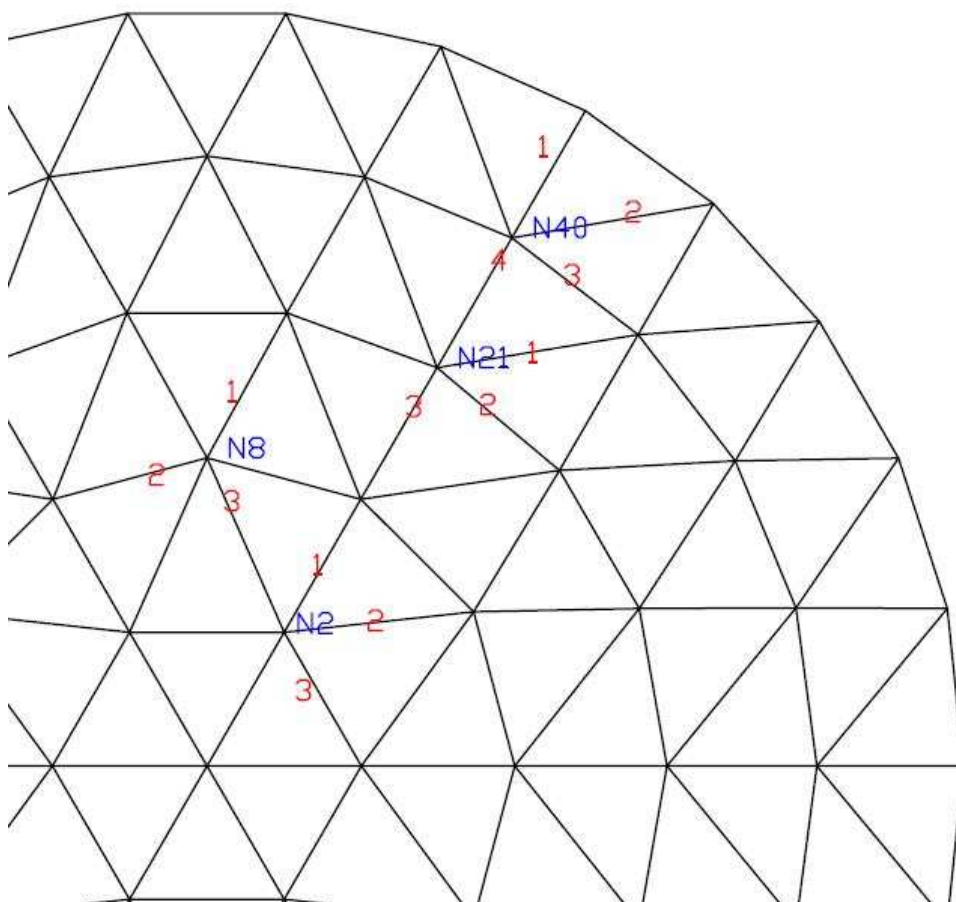


**Gràfic 5.3.** Tendència de desplaçament dels nusos.

## 5.3. Anàlisi de les forces

A més dels desplaçaments dels nusos, s'ha volgut fer un estudi de les forces. S'ha estudiat les forces axils d'algunes de les barres del model més desfavorable (Perfils 120x100x5 i recolzaments articulats) i del model més estable (Perfils 160x120x5 i recolzaments encastats). S'ha extret els valors inicials de la primera iteració i els valors de la darrera.

En el següent esquema es mostren les barres analitzades. La numeració de color blava indica el nus i la numeració vermella la barra del nus.



**Gràfic 5.4.** Barres analitzades.

### 5.3.1. Recolzaments articulats/120x100x5

A la següent taula es mostren els valors dels axils de les diferents barres del model de cúpula estudiat, en aquest cas el considerat com a més desfavorable (recolzaments articulats i perfils 120x100x5). Els valors indicats es corresponen a les forces axils de l'estat inicial i de la iteració final. A més, a l'última columna, es fa una comparació en tant per cent de l'augment o disminució d'aquests valors.

**Taula 5.5.** Axils de la cúpula articulada/120x100x5

Nus	Barra	Axil [kN]		Augment / Disminució[%]
		Iteració inicial	Iteració final	
N40	1	-85,183	-79,989	0,94
	2	-97,348	-107,815	1,11
	3	-179,563	-210,365	1,17
	4	-156,263	-156,794	1,00
N21	1	-85,858	-92,528	1,08
	2	-185,76	-203,216	1,09
	3	-194,019	-197,057	1,02

N8	1	-151,9	-149,969	0,99
	2	-182,043	-191,403	1,05
	3	-92,152	-87,674	0,95
N2	1	-194,035	-188,162	0,97
	2	-92,152	-87,674	0,95
	3	-166,184	-168,204	1,01

### 5.3.2. Recolzaments encastats/160x120x5

A la següent taula es mostren els valors dels axils de les diferents barres del model de cúpula estudiat, en aquest cas el més estable de tots els models (recolzaments encastats i perfils 160x120x5). Els valors indicats, al igual que en cas anterior, es corresponen a les forces axils de l'estat inicial i de la iteració final. A més, a l'última columna, es fa una comparació en tant per cent de l'augment o disminució d'aquests valors.

**Taula 5.6.** Axils de la cúpula articulada/160x120x5

Nus	Barra	Axil [kN]		Augment / Disminució[%]
		Iteració inicial	Iteració final	
N40	1	-83,683	-89,641	1,07
	2	-77,247	-79,15	1,02
	3	-104,027	-106,729	1,03
	4	-152,058	-154,887	1,02
N21	1	-84,783	-86,913	1,03
	2	-174,648	-186,371	1,07
	3	-191,925	-193,515	1,01
N8	1	-155,577	-158,078	1,02
	2	-185,077	-197,485	1,07
	3	-96,835	-93,805	0,97
N2	1	-199,737	-196,533	0,98
	2	-96,835	-93,865	0,97
	3	-168,299	-169,533	1,01

## 5.4. Conclusions i solució adoptada

Una estructura d'aquestes dimensions, a pesar que una llum de 30 és considerable, no presenta un gran problema d'inestabilitat global, ja que els desplaçaments dels nusos són només de l'ordre de 1-2cm. Així i tot, s'ha fet l'anàlisi no-lineal de l'estructura per assegurar que no es produirà inestabilitat global i per realçar la importància que pot suposar no realitzar l'estudi en estructures espacials d'aquest tipus.

L'augment dels perfils de la cúpula augmenta la rigidesa global d'aquesta reduint així els desplaçaments dels nusos i la seva inestabilitat global. El tipus de recolzament utilitzat també és un factor important. Uns recolzaments articulats provoca que els punts més crítics apareguin als anells inferiors, en canvi, utilitzar uns recolzaments encastrats fa que els punts més crítics es corresponguin als anells centrals (2 i 3) i aporta una major rigidesa a total l'estructura en general.

No s'ha parlat de la influència que pot tenir en els resultats el número d'anells. El número d'anells influeix directament amb l'aparició del vinclament global ja que a major número, les barres es fan més curtes i per tant la carga crítica de Euler augmenta considerablement tal com es pot comprovar amb la següent expressió:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I \quad (5.1)$$

Així, segons un anàlisi únicament lineal, a menor longitud de les barres, els perfils seran menors, però això provoca una disminució de la rigidesa global de l'estructura, fet que pot provocar que la inestabilitat global d'aquesta aparegui. Una cúpula amb 6 anells en ves de 5, molt probablement tindrà majors problemes deguts a la no-linealitat, ja que el dimensionament inicial dels perfils serà menor que en la cúpula de 5 anells.

L'estudi de la no-linealitat en el present cas ens indica que els desplaçaments, en tots els models, són petits, i l'augment dels nusos més desfavorables inferior al 2%. Això representa que amb cap dels models estudiats (tampoc amb el més desfavorable) és probable tenir problemes de vinclament global. L'anàlisi de les forces s'ha realitzat per assegurar que aquestes, amb les diferents modificacions de la geometria en les diferents iteracions, no ha sofert un augment o disminució que podria provocar el falsejament dels resultats obtinguts. Podem assegurar, que amb una diferència entre les iteracions d'un 1% no hi ha augment de les forces aplicades i els resultats obtinguts dels desplaçaments es poden considerar fiables.

Finalment, després d'haver realitzat les comprovacions que obliga el CTE i l'anàlisi no-lineal, la solució adoptada per la cúpula són perfils tubulars rectangulars 160x120x5 i uns recolzaments que assegurin la major rigidesa possible per assegurar que es comportaran com encastraments.

# **CAPÍTOL 6:**

# **DIMENSIONAMENT**

# **DELS VIDRES**

En aquest capítol es detalla l'anàlisi realitzat als vidres que cobreixen la cúpula per tal de determinar el gruix necessari d'aquests i assegurar el seu bon funcionament.

La cúpula està coberta per catorze models diferents de plaques de vidre, només s'han analitzat dues d'aquestes plaques, ja que s'ha considerat que era suficient per assegurar un bon dimensionament del gruix. La primera placa analitzada ha estat la que cobreix l'anell superior, on les sis superfícies són iguals i és l'anell que té major carga superficial, ja que la seva inclinació és pràcticament horitzontal. La segona placa de vidre analitzada pertany a l'anell inferior, i s'ha escollit perquè és la que té els costats més llargs de totes les plaques que cobreixen la cúpula.

Inicialment, durant el pre-disseny i càlcul de la cúpula, es va suposar un gruix de 3cm, amb l'estudi més detallat s'ha rebaixat el gruix a 2cm, així i tot, les càrregues considerades per a la cúpula no han estat modificades per tal d'assegurar una major seguretat.

## **6.1. Característiques del vidre**

El vidre col·locat consisteix en dues làmines d'un centímetre cada una de vidre temperat SGG SECURIT, de la casa Saint-Gobain Glass, que li confereix unes majors característiques mecàniques. Aquestes van unides amb una capa de PVB (butiral de polivinil), que aporta la suficient adhesió i cohesió a les plaques de tal manera que es comporten com una sola. A més, en cas de ruptura, el vidre es queda adherit al PVB protegint a les persones que hi pugui haver a sota.

Cada una de les capes rebrà un tractament diferent pel control solar i tèrmic i així assegurar el confort del pati interior de l'edifici. Una de les làmines serà SGG SECURIT PLANITHERM que aporta una aïllament tèrmic addicional i l'altre serà una SGG SECURIT COOL-LITE de control solar.

El mòdul elàstic dels vidres temperats és de 70GPa, la tensió de ruptura quan treballen a flexió és de 120MPa i el coeficient de Poisson és de 0,22. La densitat del vidre és de 2500kg/m<sup>3</sup>.

## 6.2. Accions considerades

Pel càlcul i dimensionament dels vidres s'ha considerat les accions de neu, sobrecarrega i pes propi del vidre. Per simplificar el dimensionament s'ha fet una única hipòtesi considerant totes les cargues amb els coeficients de majoració pertinents.

En el cas de l'anell superior, la carga superficial considerada és de 4,013 kN/m<sup>2</sup> i per l'anell inferior de 3,815 kN/m<sup>2</sup>.

## 6.3. Bases del càlcul

El dimensionament del gruix dels vidres s'ha realitzat amb el GiD, un programa de càlcul d'elements finits. L'anàlisi dels vidres es pot considerar com un problema de plaques, ja que la carga que hi actua a sobre d'ells es pot descompondre amb una de principal, perpendicular a la superfície, i una de paral·lela que es menysprearà. Pel càlcul i obtenció de resultats (fletxa i tensions) s'ha utilitzat el mòdul Calsef que permet l'anàlisi de plaques.

## 6.4. Anàlisi del vidre 1

L'estudi s'ha realitzat amb el programa d'elements finits GiD. El model del vidre 1 correspon als vidres de l'anell superior. Per l'anàlisi s'ha creat una malla no estructurada d'elements triangulars de tres nusos. La malla esta formada per 3721 elements i 1953 nodes. Posteriorment s'han introduït les condicions de contorn (s'ha considerat que tota la placa està recolzada), la carga superficial i s'ha definit el material. Finalment s'ha realitzat el càlcul i obtenció dels resultats.

### 6.4.1. Tensions

Els punt on les tensions són màximes és a la meitat dels costats. El valor de les tensions principals en aquests punts són  $S_I = 2288 \text{ Pa}$ ,  $S_{II} = -707 \text{ Pa}$  i  $S_{III} = -2438 \text{ Pa}$ . Considerant el criteri de Rankine per a materials fràgils s'han comparat les tensions principals amb la tensió admissible del material i ha de complir que:

$$\sigma_{max} = \max(|\sigma_I|, |\sigma_{II}|, |\sigma_{III}|) \leq \sigma_{adm} \quad (6.1)$$

I s'ha de complir:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{\gamma_{sv}} \quad (6.2)$$



On:

$\sigma_{adm}$ : tensió admissible del material.

$\sigma_{rup}$ : tensió de ruptura del vidre quan treballa a flexió.

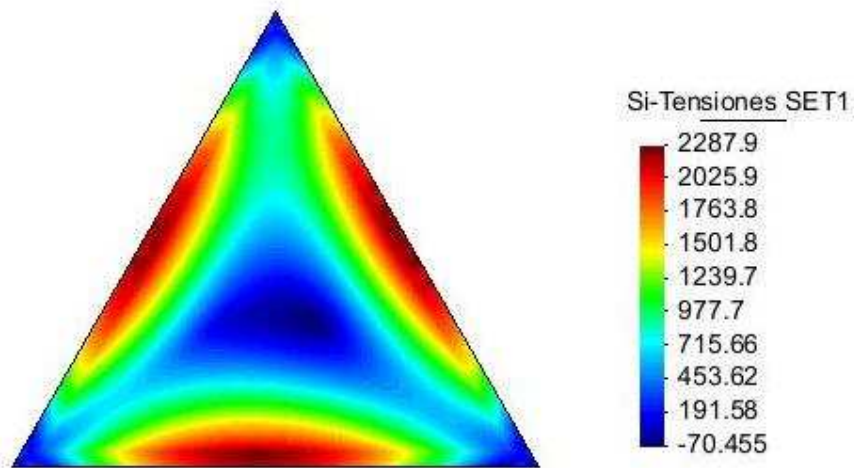
$\gamma_{sv}$ : coeficient de seguretat del material.

Considerant un coeficient de seguretat de 3, ja que el vidre és un material fràgil, tenim:

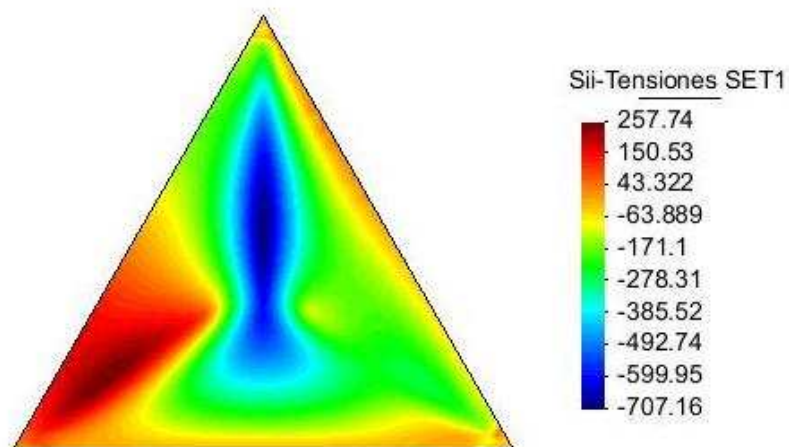
$$\sigma_{adm} = \frac{120 \cdot 10^6}{3} = 40MPa \geq 2280Pa$$

Un gruix de 2cm aguanta sobradament la càrrega.

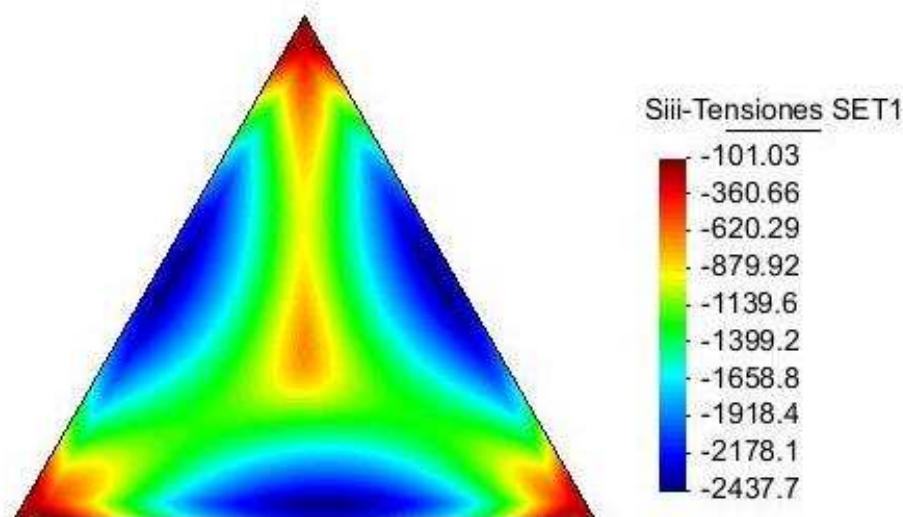
A continuació es mostra la distribució de les tensions principals sobre la placa:



**Figura 6.1.** Estat de les tensions  $S_I$



**Figura 6.2.** Estat de les tensions  $S_{II}$



**Figura 6.3.** Estat de les tensions  $S_{III}$ .

#### 6.4.2. Fletxa

La fletxa màxima ha de ser menor que la fletxa admissible. La màxima es dona al centre de la placa i és de 4mm. La fletxa admissible és l'allargada del vidre dividit per un coeficient, al ser un material fràgil, el valor serà de 500. La longitud del costat més llarg és de 3,06m, per tant la fletxa admissible és de:

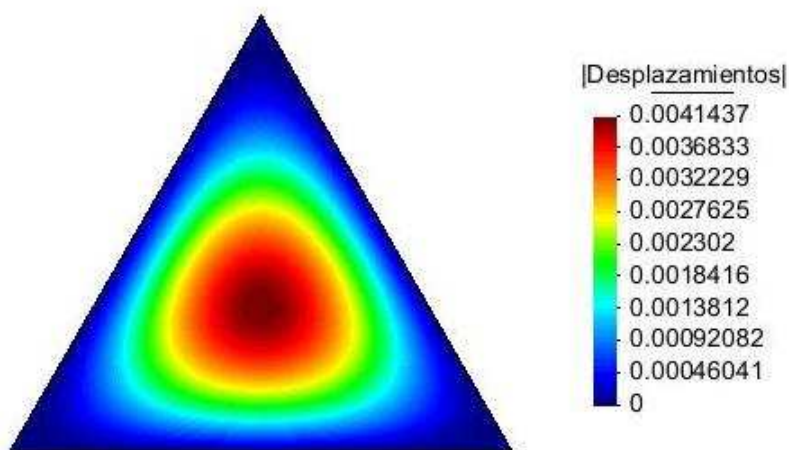
$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 6,12 \text{ mm} \quad (6.3)$$

I ha de complir:

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad (6.4)$$

$$4mm \leq 6,12mm$$

La fletxa màxima és inferior a la fletxa màxima.



**Figura 6.4.** Fletxa de la placa de vidre.

## 6.5. Anàlisi del vidre 2

El segon vidre analitzat pertany a un model de l'anell inferior. S'ha escollit aquest vidre, perquè a pesar que té la menor carga superficial (per la inclinació de la cúpula), és el vidre amb els costats més llargs de tots.

L'anàlisi s'ha realitzat de la mateixa manera que el primer, utilitzant el programa de càlcul d'elements finits. S'ha creat una malla no estructura d'elements triangulars. La malla està formada per 4355 elements i 2282 nodes. S'ha considerat que tots els costats estan recolzats com a condicions de contorn i la carga aplicada ha estat de  $3,815 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.5.1. Tensions

Els punt on les tensions són màximes és a la meitat del costat més llarg. El valor de les tensions principals en aquest punt són  $S_I = 2562 \text{ Pa}$ ,  $S_{II} = -731 \text{ Pa}$  i  $S_{III} = -2546 \text{ Pa}$ . Seguint el criteri de Rankine per a materials fràgils, la tensió màxima ve donada per la seüent expressió i no pot superar la tensió admissible del material:

$$\sigma_{max} = \max(|\sigma_I|, |\sigma_{II}|, |\sigma_{III}|) \leq \sigma_{adm} \quad (6.1)$$

I s'ha de complir:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{\gamma_{sv}} \quad (6.2)$$

On:

$\sigma_{adm}$ : tensió admissible del material.

$\sigma_{rup}$ : tensió de ruptura del vidre quan treballa a flexió

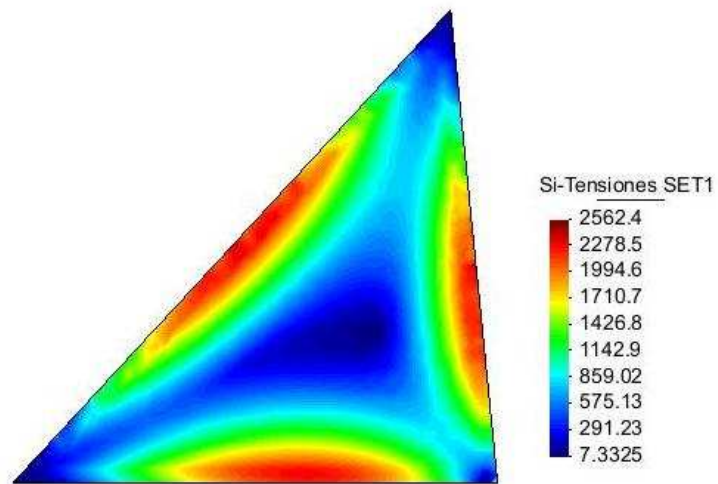
$\gamma_{sv}$ : coeficient de seguretat del material

Considerant un coeficient de seguretat de 3, ja que el vidre és un material fràgil, tenim:

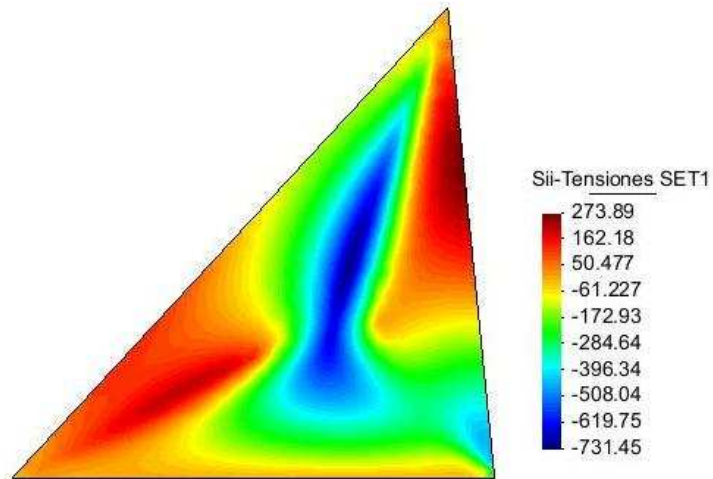
$$\sigma_{adm} = \frac{120 \cdot 10^6 \text{ Pa}}{3} = 40 \text{ MPa} \geq 2562 \text{ Pa}$$

Un vidre de 2 cm de gruix suporta la càrrega aplicada perfectament.

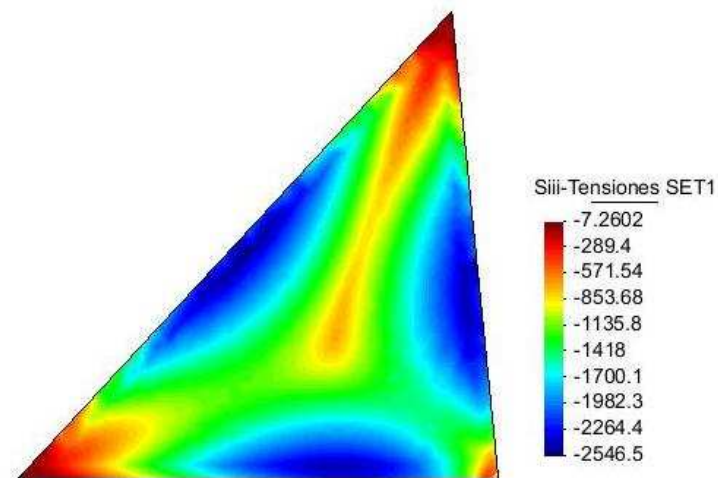
A continuació es mostra la distribució de les tensions principals sobre la placa:



**Figura 6.5.** Estat de les tensions  $S_I$



**Figura 6.6.** Estat de les tensions  $S_{II}$



**Figura 6.7.** Estat de les tensions  $S_{III}$ .

### 6.5.2. Fletxa

La fletxa màxima es dóna al centre de la placa i és de 5mm. La longitud del costat més llarg és de 4,16m. La fletxa admissible és l'allargada del vidre dividit per un coeficient, al ser un material fràgil, el valor serà de 500. Així, la fletxa admissible és de:

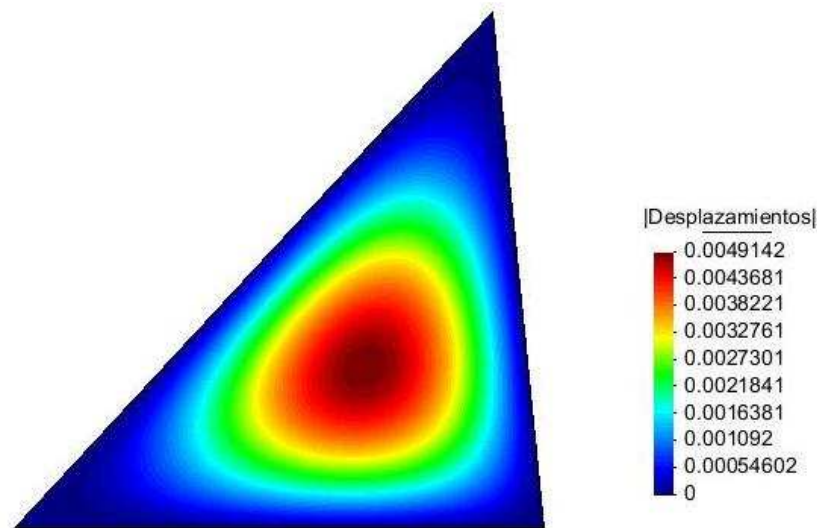
$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 8,3 \text{ mm} \quad (6.3)$$

I ha de complir:

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad (6.4)$$

$$5\text{mm} \leq 8,3\text{mm}$$

La fletxa màxima és inferior a la fletxa admissible.



**Figura 5.8.** Fletxa de la placa de vidre.

## 6.6. Conclusions

Observant els resultats obtinguts pot donar la impressió que el vidre està sobre dimensionat, ja que les tensions obtingudes degut a les accions que ha de suportar el vidre són molt menors a la tensió de ruptura d'aquest, però hi ha que considerar que el vidre és un material fràgil, i no es poden permetre grans deformacions per això és necessari un gruix suficient per assegurar unes deformacions petites. Així, la solució final adoptada serà un vidre de gruix total de 2 cm, format per dues plaques de 1cm cada una tal i com s'ha detallat anteriorment.



# **CAPÍTOL 7:**

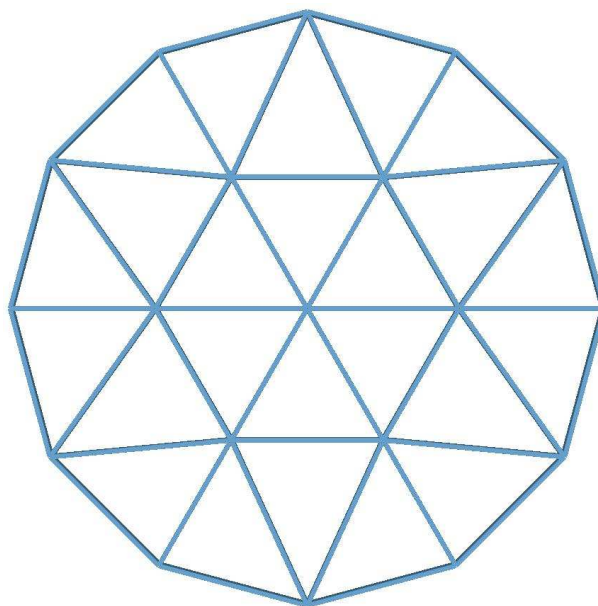
## **UNIONS**

Per la construcció de la cúpula s'han definit dos tipus d'unions diferents, les unions entre els diferents perfils i la unió de la cúpula amb l'estructura de l'edifici. Les primeres es faran directament amb soldadura i les segones seran una combinació de soldadura amb unió cargolada per tal de fixar la cúpula a l'estructura de l'edifici.

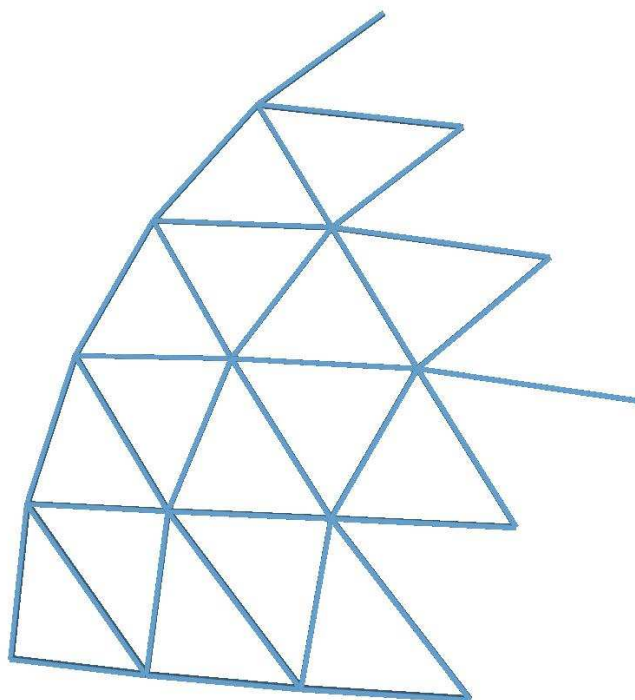
### **7.1. Unió dels perfils**

La unió entre els perfils es realitzarà mitjançant soldadures a topall amb penetració total amb acer S275. Els perfils aniran units a uns nusos dissenyats específicament per la posició que ocupa cada un d'ells. Aquests nusos tindran forma de prisma (no regulars) i estaran realitzat amb xapa d'acer S275 JR de 7 mm de gruix. A les cares on aniran col·locades les barres de la cúpula s'hi soldarà un recolzament en forma de perfil tubular rectangular, de tal manera que la barra anirà encaixada al recolzament, evitant el possible joc que es pugui donar degut a la facturació de les peces, tant de les barres com dels nusos. Els recolzaments soldats sobresortiran uns 2cm. A més, els nusos estaran reforçats amb una sèrie de plaques d'acer internes. Totes les soldadures es realitzaran amb soldadura a topall amb penetració total, per tal d'assegurar la total transmissió d'esforços entre les barres.

La construcció de la cúpula està pensada per realitzar-se en taller per assegurar la major precisió possible entre les peces. Es realitzaran set peces, sis d'elles iguals i una de diferent que es correspon a la superior, tal i com es mostra a les següents imatges. A la memòria constructiva s'explica més detalladament el mètode de muntatge de la cúpula.



**Figura 7.1.** Peça superior de la cúpula



**Figura 7.2.** Peça de la base de la cúpula

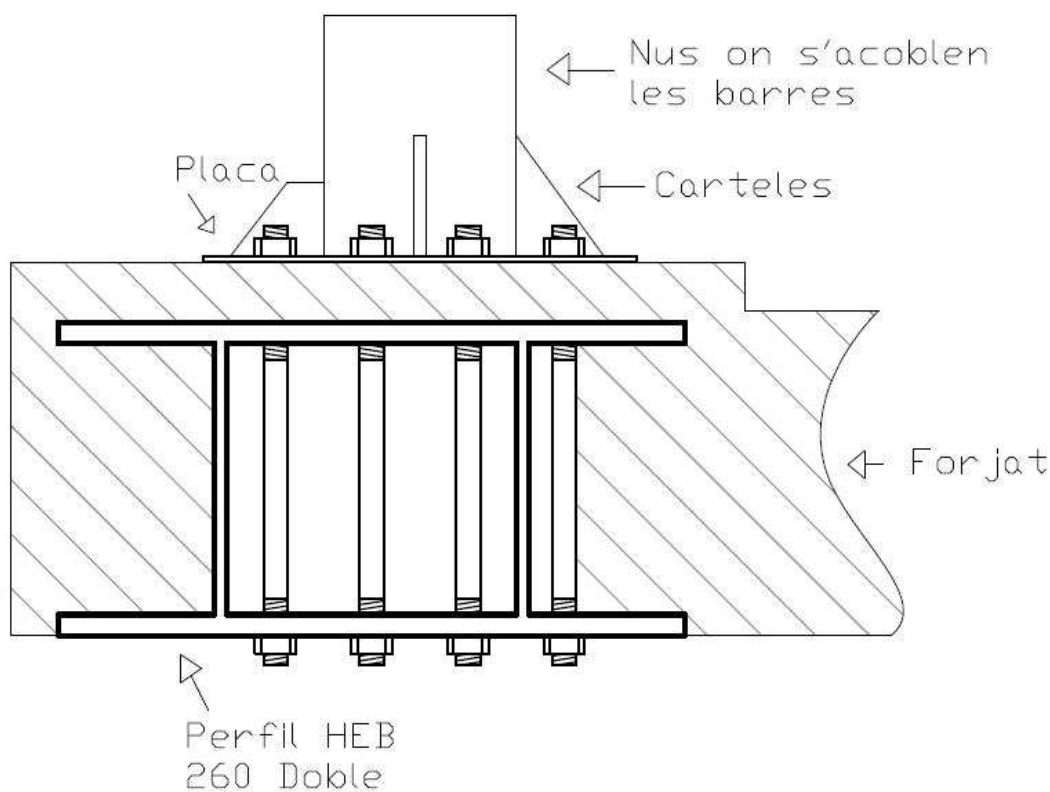
A l'annex dels plànols s'especifica la geometria de cada un d'aquests nusos.

## 7.2. Unió de la cúpula amb l'edifici

La unió de la cúpula amb l'edifici es realitzarà mitjançant una combinació de soldadura i unió cargolada. Les barres s'uniran a un nus amb una soldadura a topall amb penetració total d'acer S275 seguint el mètode descrit anteriorment. Al mateix temps, el nus anirà soldat a una placa d'acer S275 de 5 mm de gruix i aquesta mitjançant una unió cargolada es fixarà a l'estructura d'acer.

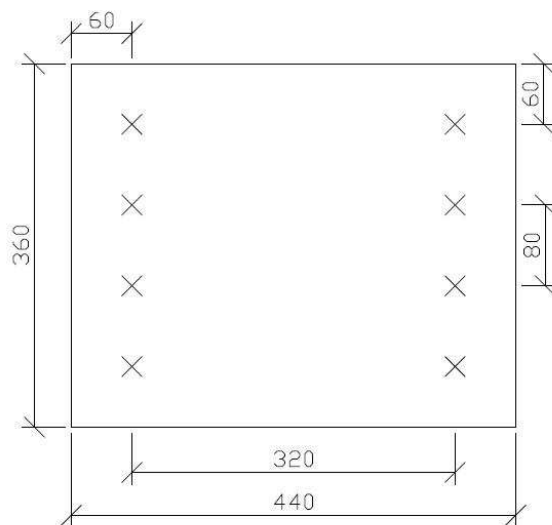


Els cargols es prepararan prèviament, de tal manera que travessaran completament les bigues HEB 260 dobles on es recolzarà la cúpula i sobresortiran per dalt per poder col·locar la placa d'acer després d'haver abocat el formigó del forjat del terrat. Amb la placa col·locada es podran estrènyer els cargols i finalment es situaran les peces de la cúpula en posició i es soldaran els nusos a la placa d'acer. A més, es soldaran una sèrie de carteles per donar rigidesa al nus i assegurar que tindrà un comportament pròxim a l'encastament.



**Figura 7.3.** Detall de la unió cúpula-edifici.

Les dimensions de la placa i la posició dels cargols s'indica a la següent imatge.



**Figura 7.4.** Detall de la placa de la unió edifici-cúpula.

Els cargols utilitzats per a la unió són del tipus M-20 ( $A_s = 275\text{mm}^2$ ) i la qualitat de l'acer d'aquests és de 4.6 ( $f_y = 240\text{ N/mm}^2$ / $f_{ub} = 400\text{ N/mm}^2$ ).

Totes les unions estan sotmeses a un moment flector i dos tallants. En els apartats següents es fan les comprovacions pertinents de la unió més crítica per assegurar que la placa i cargols són capaços d'aguantar els esforços als que estan sotmesos.

### 7.2.1. Accions de càlcul

Les plaques d'ancoratge i cargols de la unió entre la cúpula i l'edifici estan sotmeses a un axil de compressió, un moment flector i un tallant, els valors de les forces són els següents:

$$N_d = 104\text{kN}$$

$$V_d = 243\text{ kN}$$

$$M_d = 12\text{ kNm}$$

### 7.2.2. Comprovació a tracció

La unió està sotmesa a un moment flector, això provoca que els cargols inferiors treballin a compressió i els superiors a tracció. Els cargols que treballen a compressió no suposen un problema, però els altres sí, per tant, hi ha que determinar la força de tracció que actua sobre d'ells i determinar el que poden. Així s'ha de complir que:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad (7.1)$$

On:

$F_{t,Ed}$ : esforç a tracció.

$F_{t,Rd}$ : resistència a tracció del cargol.

La força de tracció ve determinada per:

$$F_{t,ed} = \frac{M_f \cdot A_s}{I} \left( h' - c_1 - \frac{p}{2} \right) \quad (7.2)$$

On:

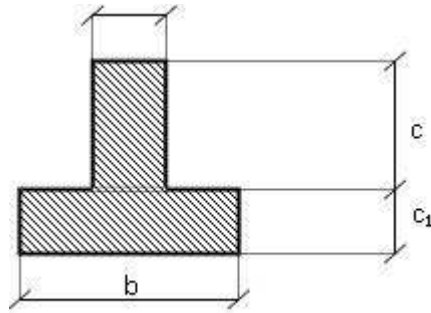
$M_f$ : moment flector de 12 kN·m

$A_s$ : àrea resistent del cargol ( $275\text{mm}^2$ )

$I$ : Moment d'inèrcia de la unió.

$p$ : distància entre cargols

$$I = \frac{a \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c_1^3}{3} \quad (7.3)$$



**Figura 7.5.** Diagrama del moment d'inèrcia de la unió cargolada.

$$b = 440 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot m}{p} = \frac{275 \cdot 2}{80} = 6,875 \text{ mm} \quad (7.4)$$

On:

p: distància entre cargols

m: número de files de cargols

Amb les següents expressions es calculen els valors de  $c$  i  $c_1$ .

$$h' = c + c_1 \quad (7.5)$$

$$\frac{c_1}{c} = \sqrt{\frac{a}{b}} \quad (7.6)$$

$$c = 302,2 \text{ mm}$$

$$c_1 = 37,7 \text{ mm}$$

El valor de la inèrcia és:

$$I = 7110,5 \text{ cm}^4$$

I l'esforç de tracció del cargol més desfavorable:

$$F_{t,ed} = 19,26 \text{ kN}$$

La resistència a tracció del cargol té que ser major que la força de tracció, i ve donada per:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.7)$$

On:

$f_{ub}$ : resistència última de l'acer del cargol ( $400 \text{ N/mm}^2$ )

$A_s$ : àrea resistent del cargol ( $275 \text{ mm}^2$ )

$\gamma_{M2}$ : coeficient de minoració del material (1,25)

$$F_{t,Rd} = 79,2kN \geq F_{t,ed}$$

### 7.2.3. Comprovació a tallant

La comprovació a tallant ha de complir la següent expressió:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (7.8)$$

On:

$F_{v,Ed}$ : esforç tallant.

$F_{v,Rd}$ : resistència a tallant de la secció transversal del cargol.

El valor de l'esforç tallant és de 243 kN que es reparteix entre els vuit cargols de la unió, per tant:

$$F_{v,Ed} = 30 \text{ kN}$$

I la resistència del cargol ve donada per:

$$F_{v,Rd} = \beta_{Lf} \cdot n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.9)$$

On:

$\beta_{Lf}$ : coeficient per a unions llargues. No és el cas, per tant, pren valor de 1.

$n$ : nombre de plans de tall. En aquest cas cada cargol té un únic pla de tall.

$f_{ub}$ : resistència última de l'acer del cargol ( $400 \text{ N/mm}^2$ ).

$A_s$ : àrea resistent del cargol ( $275 \text{ mm}^2$ )

$\gamma_{M2}$ : coeficient de minoració del material (1,25)

$$F_{v,Rd} = 44 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}$$

### 7.2.4. Comprovació de la combinació tracció/tallant

Al tenir una combinació d'esforços tallants i a tracció, és necessari realitzar una comprovació addicional.

$$\frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (7.10)$$

On:

$F_{t,Ed}$ : esforç a tracció.

$F_{t,Rd}$ : resistència a tracció del cargol.

$F_{v,Ed}$ : esforç tallant

$F_{v,Rd}$ : resistència a tallant de la secció transversal del cargol

$$0,629 \leq 1$$

### 7.2.5. Comprovació a aixafament de la placa

La resistència a l'aixafament és independent del cargol, depèn de la xapa utilitzada.

La resistència de la xapa és:

$$F_{a,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (7.11)$$

On:

d: diàmetre del cargol (2cm)

t: espessor de la xapa menor (5 mm)

$f_u$ : resistència última de l'acer de la xapa

$\alpha$ : el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \quad (7.12)$$

On:

$e_1$ : distància de l'eix del forat a la vora de la xapa en la direcció de la força que es transmet.

$p_1$ : separació entre eixos dels forats en la direcció de la força.

$d_0$ : diàmetre del forat

$$\frac{60}{3 \cdot 22}; \frac{80}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{400}{410}; 1; \alpha = 0,909$$

I la resistència de la xapa serà de:

$$F_{a,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,909 \cdot 410 \cdot 20 \cdot 5}{1,25} = 74,5 \text{ kN}$$

La força es correspon a la tallant, per tant el seu valor és:

$$F_{v,Ed} = 30 \text{ kN}$$

Per tant es compleix:

$$F_{v,Ed} \leq F_{a,Rd}$$

### 7.2.6. Comprovació a estrip de la xapa

La comprovació a estrip de la xapa és independent del cargol. Es realitzaran dues comprovacions diferents:

a) Resistència plàstica de la secció bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.13)$$

On:

A: àrea nominal de la xapa.

$f_y$ : límit elàstic de l'acer de la xapa.

$\gamma_{M0}$ : coeficient parcial de seguretat del material.

$$N_{pl,Rd} = \frac{440 \cdot 5 \cdot 275}{1,05} = 576 \text{ kN}$$

b) Resistència última de la secció neta

$$N_{u,R} = 0,9 \cdot \frac{A_{neta} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7.14)$$

On:

$A_{neta}$ : àrea neta de la secció.

$f_u$ : tensió última de l'acer de la xapa.

$$N_{u,R} = 0,9 \cdot \frac{(440 \cdot 5 - 44 \cdot 5) \cdot 410}{1,25} = 584 \text{ kN}$$

En els dos casos la resistència de la xapa supera l'esforç tallant al que està sotmesa la unió.

### 7.2.7. Aixafament del formigó

És necessari comprovar que la xapa sigui capaç de repartir correctament les tensions que li arriben del pilar sobre la sabata, per això, primer es calcula l'excentricitat de les forces, que en el present cas és:

$$\{e_x, e_y\} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{11,9}{104} = 0,114 \text{ m} \quad (7.15)$$

La línia neutre passa per fora de la placa, això ocorre quan el centre de les pressions cau dins el nucli central de la placa.

$$\{e_x, e_y\} < \left\{ \frac{D}{3}, \frac{B}{3} \right\} = \frac{360}{3}, \frac{440}{3} = 120 \text{ mm}, 146 \text{ mm} \quad (7.16)$$

Segons la EA-98 l'esforç màxim sobre el formigó ve donat per l'expressió:

$$\sigma_c = \frac{N_d}{BD} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_x}{D} + \frac{6 \cdot e_y}{B} \right) \quad (7.17)$$

$$\sigma_c = \frac{104}{0,36 \cdot 0,44} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,114}{0,44} + \frac{6 \cdot 0,06}{0,36} \right) = 2334 \text{ kN/m}^2$$

Finalment, la tensió de compressió del formigó es compara amb la tensió admissible del formigó:

$$\sigma_c \leq 0,85 f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa} \quad (7.18)$$

$$\sigma_c = 2,33 \text{ MPa} < 14,16 \text{ MPa}$$



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **ANNEX IV**

### **Informe geotècnic**



# **“DISSENY, CÀLCUL I CONSTRUCCIÓ D'UN CENTRE CULTURAL AMB CÚPULA MONOCAPA”**

PFC presentat per optar al títol d'Enginyeria Tècnica  
Industrial especialitat Mecànica  
per **Bernal Mir Florit**

Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

## **ÍNDEX ANNEX IV: INFORME GEOTÈCNIC**

Índex ANNEX IV: Informe geotècnic.....	139
<b>Capítol 1: Introducció.....</b>	<b>143</b>
<b>Capítol 2: Geologia.....</b>	<b>144</b>
<b>Capítol 3: Tècniques de reconeixement utilitzades.....</b>	<b>145</b>
<b>Capítol 4: Geotècnia.....</b>	<b>148</b>
<b>Capítol 5: Excavabilitat.....</b>	<b>150</b>
<b>Capítol 6: Bases del disseny.....</b>	<b>151</b>
<b>Capítol 7: Càrregues admissibles.....</b>	<b>151</b>
<b>Capítol 8: Assentaments i coeficient de balasts.....</b>	<b>153</b>
<b>Capítol 9: Conclusions.....</b>	<b>154</b>
<b>Capítol 10: Annexes informe.....</b>	<b>156</b>



**LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

**DEPARTAMENTO: GEOTECNIA****MUNDITEST S.L.**

Fecha: \_\_\_\_\_

**Peticionario:** AJUNTAMENT ALAIOR**Obra:** PARKING**Situación:** PLAÇA NOVA. ALAIOR**Contenido:** ESTUDIO GEOTÉCNICO N°: 20060989

☐ Ejemplar para el cliente    ☐ Ejemplar para el Organismo de Control Técnico (O.C.T.)    ☐ Ejemplar para la Empresa



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

## ÍNDICE

	Página Nº
1.- INTRODUCCIÓN , OBJETO DEL ESTUDIO Y DATOS TÉCNICOS	3
2.- GEOLOGÍA	4
2.1.- Introducción geológica	
2.2.- Geología de la zona de estudio	
3.- TÉCNICAS DE RECONOCIMIENTO EMPLEADAS	5
3.1.- Trabajos previos	
3.2.- Trabajos de campo	
3.3.- Trabajos de laboratorio	
4.- GEOTECNIA	8
4.1.- Materiales identificados	
4.2.- Cohesión, ángulo de rozamiento interno y densidad	
4.3.- Calidad del macizo rocoso	
4.4.- Agresividad	
5.- EXCAVABILIDAD	10
6.- BASES DE DISEÑO	11
7.- CARGAS ADMISIBLES	11
8.- ASIENTOS Y COEFICIENTE BALASTRO	13
9.- CONCLUSIONES	14
10.- ANEJOS AL INFORME	16
10.1.- Descripción del solar	
10.2.- Testificación sondeos	
10.3.- Ensayos resistencia	
10.4.- Ensayos de penetración dinámica	
10.5.- Cortes	
10.6.- Ensayos de identificación, clasificación y resistencia	
10.7.- Estabilidad del talud	
10.8.- Tabla resumen	



### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

## **1.- INTRODUCCIÓN, OBJETO DEL ESTUDIO Y DATOS TÉCNICOS**

Por petición del promotor de la obra, se realizó en el solar objeto del presente informe, un estudio geotécnico con objeto de proporcionar información sobre las características litológicas y geomecánicas del subsuelo.

El solar se halla en una zona urbana con pendiente inferior a 15%. No se observa riesgo de inundación por crecida de agua.

El solar se destina a la construcción de parking de las siguientes características:

VIVIENDA	
Sótanos	3
Planta baja	-
Pisos	-
Altillo	-
Superficie	-
SOLAR	
-	

- Datos no facilitados por el cliente



### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Áridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

## **2.- GEOLOGÍA**

### **2.1) Introducción geológica.**

La isla de Menorca tiene una superficie de 689 Km<sup>2</sup>; ocupa una posición central dentro del Mediterráneo occidental y está situada al NE de Mallorca.

Desde el punto de vista orográfico y morfológico, Menorca es una isla de costa predominantemente acantilada, con numerosas playas resultado de la erosión marina en las desembocaduras fluviales. Hay un marcado control de la morfología debido a las estructuras geológicas y a la litología dominante en cada una de las dos regiones existentes: El Migjorn (S y SO) y la de Tramontana (NNE).

En el Migjorn dominan depósitos sedimentarios del Mioceno con una estratificación que buza suavemente hacia el S.

La región de Tramontana, presenta una mayor variabilidad de materiales con edades comprendidas entre el Paleozoico y el Cuaternario. Dichos materiales han sufrido diversas fases tectónicas por lo que, en la mitad septentrional de la isla, se encuentran relieves alomados antiguos, amplios valles rellenos de materiales detríticos, zonas amesetadas moldeadas en rocas calcáreo-dolomíticas y formaciones detríticas areniscosas de considerable potencia.



### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Áridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

## **2.2) Geología de la zona de estudio**

El solar estudiado está situado dentro de la hoja nº 646 de la serie MAGNA escala 1:25.000, publicada por el ITGME. Los materiales que afloran en la zona de la obra corresponden a Dolomía jurásica.

## **3.- TÉCNICAS DE RECONOCIMIENTO EMPLEADAS**

### **3.1.- Trabajos previos**

- Recopilación de datos sobre la geología de la zona.
- Consulta de mapas geológicos y geotécnicos.
- Consulta de mapa de riesgos geológicos.

### **3.2.- Trabajos de campo**

#### **3.2.1.- Descripción del solar:**

El solar se halla en una zona plana con pendiente inferior a 15%. Litológicamente está compuesto por dolomía fracturada entre la que se intercalan tramos de arena limosa con grava de potencia máxima aproximada 1.8 m. En los sondeos se detecta una capa de relleno antrópico que ocupa mayoritariamente la zona NNE (S3-P1-S4).



#### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Áridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

Se informa de la existencia de un antiguo aljibe que ocupa la zona centro de la plaza (actualmente embaldosada). Se desconoce la profundidad del mismo; aunque se sabe fue rellenado hace años.

#### **3.2.2.- Sondeo mecánico:**

Se realizan cinco sondeos (S1 a S5) a rotación con extracción de testigo continuo hasta una profundidad aproximada de 10 m. La situación de los mismos se detalla en el anejo 10.1.

La sonda empleada es una Tecoinsa TP-30, batería doble y sencilla de diámetros 101 y 86 mm con corona de widia. Se realiza el sondeo siguiendo las directrices de la norma XP-P 94-202.

La cota topográfica aproximada del sondeo es de 100 m s.n.m.

#### **3.2.3.- Ensayos in situ:**

A medida que se realiza el sondeo se ejecutan ensayos SPT según la norma UNE 103 800. Dicho ensayo consiste en clavar 60 centímetros un cono normalizado mediante el golpeo de una maza de 63.5 Kg desde una altura de 76 cm, contando el número de golpes necesario para penetrar 4 intervalos de 15 cm. Los valores de los dos tramos centrales sumados dan lugar al  $N_{spt}$ . En el caso de la muestra inalterada  $N_{spt} = 2/3 N_{MI}$ . Cuando son necesarios 50 golpes para penetrar 15 cm, la prueba se da por finalizada indicando R (rechazo).



#### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

#### **3.2.4 .- Ensayo de penetración dinámica:**

Con este ensayo se determina la compacidad del terreno con la hinca ininterrumpida de una puntaza piramidal cuadrada de 40 mm de lado mediante un varillaje macizo de acero de 33 mm de diámetro. La hinca se realiza con una maza de 63.5 Kg de peso que cae libremente desde una altura de 50 Cm. Se va anotando el número de golpes necesarios para la hinca de 20 Cm ( $N_b$ ) y se calculan los centímetros que se avanzan por golpe (P).

Los valores de resistencia del terreno en cada punto se representan gráficamente en función de la profundidad. Se acepta como norma general que  $N_b = N_{spt}$  por lo que se pueden tratar los datos de este ensayo como si fuera un SPT ( UNE 103-800-92).

### **3.3.-Trabajos de laboratorio**

#### **3.3.1.-Rotura de testigos de roca:**

Se toman testigos de roca para su rotura a compresión simple según la norma UNE 22950.



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

## 4.- GEOTECNIA

### 4.1 Materiales identificados

A partir de los trabajos realizados se definen las siguientes unidades:

UNIDAD	DESCRIPCIÓN
R	Relleno antrópico de potencia entre 0 a 1.8 m.
D	Dolomía fracturada. Roca de calidad muy mala según el RQD. Presenta tramos con las fracturas cementadas que son especialmente duros y tramos con arena entre las fracturas que son especialmente frágiles.
SM	Arena limosa con grava de compacidad media.

### 4.2.-Cohesión (C) y ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y densidad

La cohesión y ángulo de rozamiento interno en rocas se determinan mediante el programa Roclab. La densidad se determina de forma geométrica.

Unidad	C (Kg/Cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\rho$ (g/Cm <sup>3</sup> )
R	0	28	1.6
D	0.5	45.7	2.77
SM	0.8	33	1.8



**LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

**4.3.- Calidad del macizo rocoso (RQD)**

El RQD (Rock Quality Designation) es el índice de calidad del macizo rocoso. Se obtiene en sondeos mediante la suma de los trozos de longitud superior a 10 cm dividida por la longitud de la maniobra realizada y multiplicado por 100.

RQD (%)	Calidad de la roca
< 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Aceptable
75 – 90	Buena
> 90	Excelente

Unidad	RQD (%)	Calidad
D	< 25	Muy mala

**4.4.- Resistencia a la compresión simple (RCS):**

UNIDAD	MUESTRA	$q_u$ (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Clasificación
D	T21,T31 Y T51	214.5	Blanda

Clasificación según el valor de rotura a compresión simple según la ISRM.



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

CLASIFICACIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/Cm <sup>2</sup> )
Extremadamente blanda	< 10
Muy blanda	10 - 50
Blanda	50 – 250
Moderadamente dura	250 – 500
Dura	500 – 1000
Muy dura	1000 – 2500
Extremadamente dura	> 2500

#### 4.5.- Agresividad

Dada la naturaleza rocosa carbonatada de los materiales de la unidad D no se espera agresividad

#### 5.- EXCAVABILIDAD

La unidad R puede ser excavada con dificultad mediante cuchara mientras que la unidad D precisa de un escarificador o martillo picador de gran potencia (según diagrama de Franklin 1974).



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Áridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

## 6.- BASES DE DISEÑO

Toda cimentación debe cumplir para su correcto diseño las siguientes condiciones:

- Garantizar una seguridad suficiente frente a rotura y hundimiento y unas deformaciones y asentamientos tolerables.
- Tener suficiente resistencia como elemento estructural.
- No estar afectada por agentes externos (agresividad del agua o del terreno, modificaciones del nivel freático, cambios de volumen del terreno, excavaciones próximas, etc.).
- No deben producir daños en estructuras o edificaciones próximas.

## 7.- CARGAS ADMISIBLES

En rocas de baja compresión simple ( $q_u < 25 \text{ Kg/Cm}^2$ ), con RQD < 25 o muy meteorizadas, la presión admisible de servicio se calcula según la presión de hundimiento de Brinch-Hansen (1970).  
Factor de seguridad 3

$$q_h = C N_c S_c I_c + q N_q S_q I_q + 1/2 \gamma B S_\gamma I_\gamma N_\gamma$$

Siendo;

C= cohesión del terreno .  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  factores de capacidad de carga.

$S_c$ ,  $I_c$ ,  $S_q$ ,  $I_q$ ,  $S_\gamma$  e  $I_\gamma$ , factores en función de las dimensiones de la cimentación.

q= Sobrecarga en el nivel de la cimentación.

$\gamma$ = peso específico del terreno . B,L= ancho y largo de la cimentación.



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

Para rocas más duras, menos diaclasas y menos meteorizadas, con estratos horizontales o subhorizontales, la presión admisible de servicio se calcula, mediante la fórmula\*:

$$q_{adm} = ((3 + (s/B)) / (1 + (300 * (a/s))))^{1/10} * q_u$$

Siendo;

s= espaciamiento de las discontinuidades.

a= apertura de las discontinuidades en mm.

B= ancho de la cimentación en mm.

\*Según CTE 2006. Factor de seguridad 3.

Las cargas admisibles calculadas para las diferentes unidades para una cimentación por zapatas de B=L= 1.5 m son:

Unidad	Presión adm. (Kg/Cm2)
D	10
SM	2,1



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Áridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### 8.- ASIENTOS Y COEFICIENTE DE BALASTRO

Se denomina asiento a la deformación (principalmente vertical) del terreno bajo el efecto del aumento de las tensiones al aplicar sobre él una carga. Se establecen valores límite de los asientos para cada tipo de cimentación de tal manera que no se produzcan daños en las estructuras.

Los asientos dependen del tipo de terreno y la cimentación utilizada.

Para el cálculo de los mismos se ha utilizado la expresión de Steinbrenner (1936).

Carga admisible (q):	10,00	kg/cm <sup>2</sup>	10,00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	8236	kg/cm <sup>2</sup>	8236	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson (ν):	0,20		0,20	
Ancho cimentación (b):	1,50	m	150	cm
Largo cimentación (l):	1,50	m	150	cm
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida	Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(T)
0,19	0,12	0,24	0,20	225,00

Asientos unidad D.

Carga admisible (q):	2,10	kg/cm <sup>2</sup>	2,10	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Young (E):	144	kg/cm <sup>2</sup>	144	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson (ν):	0,20		0,20	
Ancho cimentación (b):	1,50	m	150	cm
Largo cimentación (l):	1,50	m	150	cm
Factor de seguridad:	1,20		1,20	
Asientos carga flexible				
Carga rígida	Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(T)
2,23	1,41	2,83	2,40	47,25

Asientos unidad SM.

El coeficiente de balastro es de 50000 y 875 T/m<sup>3</sup>, respectivamente, según la fórmula publicada en el Programa de Formación Permanente del C.S.C.A.E..



#### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

### **9.- CONCLUSIONES**

- Substrato de apoyo de la cimentación en unidad D y SM.
- Cota de apoyo a partir de 9 m desde la cota actual del solar.
- Tensión admisible de  $2.4 \text{ Kg/Cm}^2$ .
- Asientos medios estimados para la tensión anterior y para una cimentación por zapatas de  $B=L= 1.5 \text{ m}$  de ancho, de 0.05 cm para la unidad D y 2.4 cm para la SM.
- Asiento máximo de 2.4 cm. Distorsión angular tomando la distancia entre pilares de 6 m, de 0.004 cm.
- Los materiales de la unidad D precisan de escarificador o martillo picador de gran potencia para ser excavados.
- No se halla nivel freático en el estudio realizado aunque debido a la fracturación de la unidad D es probable la circulación de agua de infiltración.
- No se detectan indicios de existencia de cavidades cársticas; aún así, en caso de detección de cavidades durante la excavación, rellenarán con hormigón. Adicionalmente se deberá solicitar un estudio de georadar.
- Dada la composición carbonatada de los materiales no se consideran agresivos.



### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

- Muro de contención de los taludes de obra. Dicho talud se ejecutará al mismo tiempo que el avance de la obra debido a que los materiales de relleno son totalmente inestables y los de la unidad D al estar fracturados y con intercalaciones arenosas pueden deslizarse con las vibraciones de la propia máquina de excavación.
- Deberá tenerse en cuenta sistemas de drenaje con el fin de minimizar el empuje del terreno contra el muro.
- Deben valorarse los aspectos negativos asociados a la obra como son, entre otros:
  - Sobrecostes debidos al uso de maquinaria de gran potencia
  - Sobrecostes debidos a la necesidad de ejecutar muro de contención al mismo tiempo que se excava.
  - Ruidos molestos durante un periodo estimado mínimo de tres semanas.
  - Daños producidos por las vibraciones tales como rotura de cristales, bajillas, pequeñas grietas...etc, llegando incluso a daños estructurales importantes ya que las edificaciones adyacentes son muy antiguas y carecen de cimentación de hormigón.

El Jefe de Área

El Director del Laboratorio

BERNAT CARITG MONFORT  
GEÓLOGO  
Colegiado nº 5778

JOSE Mª RUIZ CABEZOS  
ING. QUÍMICO

Este informe consta de 22 páginas numeradas.



### **LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

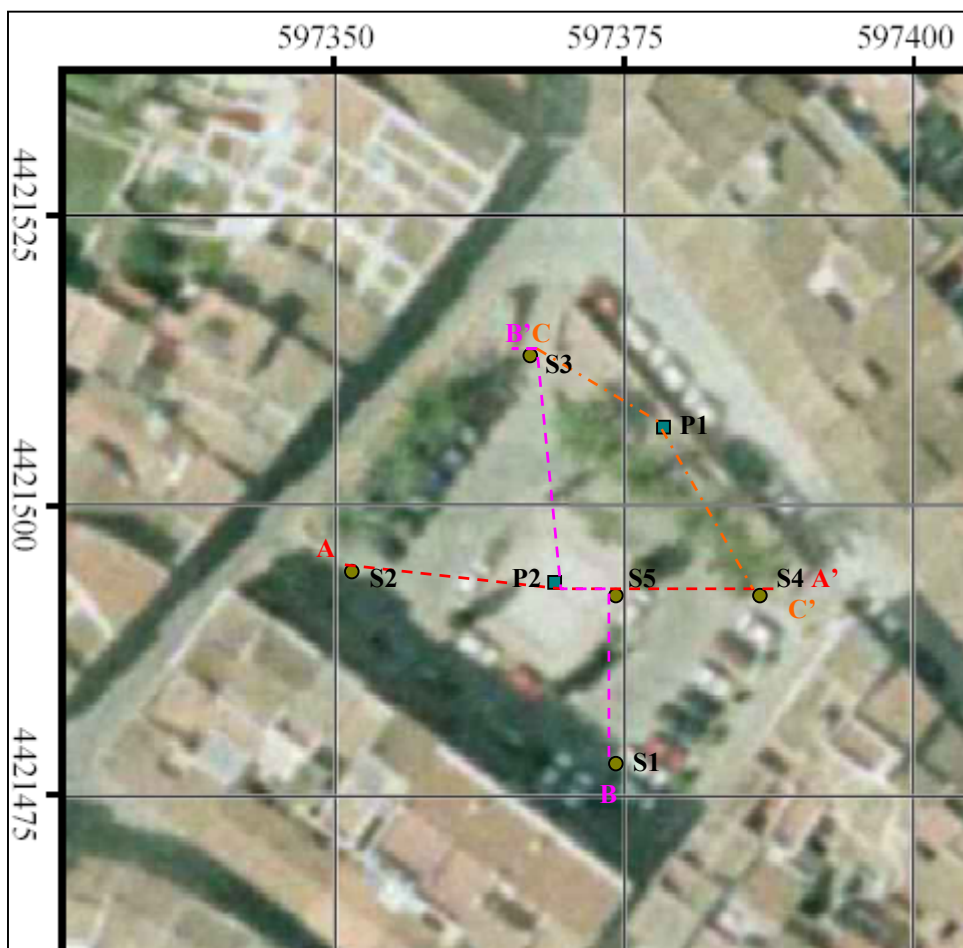
Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

## **10.-ANEJOS AL INFORME**



## 10.1.- DESCRIPCIÓN



Vista aérea del solar con la situación de los ensayos. En línea discontinua, los cortes realizados.



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

## 10.2.- ACTA DE ENSAYOS DE CAMPO. SONDEO.

PETICIONARIO:		AJUNTAMENT ALAIOR			
OBRA:		PLAÇA NOVA			
SONDEO:	1		MAQUINA:	OPERARIO:	Condiciones meterológicas
HOJA:	1		TP 30	Dane	Sol
FECHA:	09/10/2006		Nº IDENTIFICACIÓN	AYUDANTE:	Lluvia
INICIO	8:30		989	JUAN	Viento
FIN:	16:00				Nieve

Corona	Profundidad		Maniobra	% Recup.			SPT / MI					Nivel Freático	Unidad		Descripción
	De:	A:		0	50	100	15	30	45	60					
86	0	0,4	Agua										R		Relleno antrópico
	0,4	1,2	Agua										D		Dolomía fracturada
	1,2	1,8	Agua												
	1,8	2,4	Agua												
	2,4	2,7	Agua												
	2,7	3	Agua												
	3	3,3	Agua												
	3,3	4,2	Agua												
	4,2	4,4	Agua												
	4,4	4,9	Agua												
	4,9	5,34	Seco				13	45	50R		SPT 1				
	4,9	5,6	Agua								LYA				
	5,6	6,6	Agua/Seco												
	6,6	7,2	Seco				6	7	17	15	SPT 2				
	6,6	7,2	Agua/Seco								LYA				
7,2	7,4	Agua													
7,4	8,4	Agua													
8,4	9	Agua													
RQD				Observaciones:  Cota sondeo + 0,6 m											
De:	A:														
0	3	< 25													
3	6	< 25													
6	9	< 25													



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

<b>PETICIONARIO:</b>	AJUNTAMENT ALAIOR				
<b>OBRA:</b>	PLAÇA NOVA				
<b>SONDEO:</b>	2		<b>MAQUINA:</b>	<b>OPERARIO:</b>	<b>Condiciones meterológicas</b>
<b>HOJA:</b>	1		TP 30	Dane	Sol
<b>FECHA:</b>	09/10/2006		<b>Nº IDENTIFICACIÓN</b>	<b>AYUDANTE:</b>	Lluvia
<b>INICIO:</b>	16:30		989	Juan	Viento
<b>FIN:</b>	19:30				Nieve

Corona	Profundidad		Maniobra	% Recup.			SPT / MI					Nivel Freático	Unidad		Descripción
	De:	A:		0	50	100	15	30	45	60					
86	0	1,1	Agua/seco										R		Relleno
	1,1	1,8	Agua										D		Dolomía fracturada
	1,8	2,4	Agua/seco												
	2,4	2,8	Seco				21	19	50R		SPT 1				
	2,4	3	Agua								LYA				
	3	4,6	Agua												
	4,6	5,1	Agua								T21				
	5,1	5,9	Agua												
	5,9	6,6	Agua												
	6,6	7,2	Agua												
	7,2	8,2	Agua												
	8,2	8,8	Seco				37	20	23	22	SPT 2				
	8,2	9,2	Agua/seco								LYA				
	9,2	9,4	Seco												
	9,4	10	Seco				12	13	14	14	MI 1				
	9,4	10,2	Seco								LYA				
	10,2	10,6	Agua/seco												
	10,6	10,8	Seco												
	10,8	11,4	Seco												
	11,4	12,2	Seco												
	12,2	12,8	Seco				5	5	6	6	SPT 3				
	12,2	12,8	Seco								LYA				
	12,8	13,1	Agua/seco												
	13,1	14,1	Agua												
RQD				Observaciones:											
De:	A:		Cota sondeo + 0,5 m												
1,1	3	< 25													
3	6	< 25													



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

<b>PETICIONARIO:</b>	AJUNTAMENT ALAIOR				
<b>OBRA:</b>	PLAÇA NOVA				
<b>SONDEO:</b>	3		<b>MAQUINA:</b>	<b>OPERARIO:</b>	<b>Condiciones meterológicas</b>
<b>HOJA:</b>	1		TP 30	Dane	Sol
<b>FECHA:</b>	02/10/2006		<b>Nº IDENTIFICACIÓN</b>	<b>AYUDANTE:</b>	Lluvia
<b>INICIO:</b>	10:30		989	JUAN	Viento
<b>FIN:</b>	19:00				Nieve

Corona	Profundidad		Maniobra	% Recup.			SPT / MI					Nivel Freático	Unidad	Descripción
	De:	A:		0	50	100	15	30	45	60				
101	0	0,3	Agua/seco										R	Relleno antrópico
	0,3	0,8	Agua											
	0,8	1,2	Agua/seco											
	1,2	1,63	Seco				30	31	50R		SPT 1			
	1,2	1,8	Agua/seco								LYA			
	1,8	2,6	Agua/seco											
86	2,6	3,6	Agua/seco										D	Dolomía fracturada
	3,6	4,2	Agua/seco											
	4,2	4,8	Agua/seco								T31			
	4,8	5,4	Agua/seco										SM	Arena limosa con grava
	5,4	6,1	Agua/seco											
	6,1	6,7	Agua/seco											
	6,7	6,9	Agua/seco										D	Dolomía fracturada
	6,9	7,4	Seco				23	24	49	50R	SPT 2			
	6,9	7,4	Agua								LYA			
	7,4	8,4	Agua											
	8,4	9,3	Agua											
	9,3	10,2	Agua/seco										SM	Arena limosa con grava
	10,2	11,4	Agua/seco											
	11,4	11,7	Agua/seco											
	11,7	12,1	Agua/seco				9	20	50R		SPT 3		D	Dolomía fracturada
	11,7	12	Agua/seco								LYA			
<b>RQD</b>														
<b>De:</b>	<b>A:</b>		<b>Observaciones:</b>  Punto de referencia en sondeo 3  Cota sondeo a 0 m.											
2,6	3	25												
3	6	< 25												
6	9	< 25												
9	12	< 25												



# LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

<b>PETICIONARIO:</b>	AJUNTAMENT ALAIOR				
<b>OBRA:</b>	PLAÇA NOVA				
<b>SONDEO:</b>	4		<b>MAQUINA:</b>	<b>OPERARIO:</b>	<b>Condiciones meterológicas</b>
<b>HOJA:</b>	1		TP 30	Dane	Sol
<b>FECHA:</b>	13/10/2006		<b>Nº IDENTIFICACIÓN</b>	<b>AYUDANTE:</b>	Lluvia
<b>INICIO:</b>	9:00		989	Juan	Viento
<b>FIN:</b>	0:00				Nieve

Corona	Profundidad		Maniobra	% Recup.			SPT / MI					Nivel Freático	Unidad		Descripción
	De:	A:		0	50	100	15	30	45	60					
86	0	0,8	Agua										R		Relleno
	0,8	1,4	Agua										D		Dolomía fracturada
	1,4	2,4	Agua												
	2,4	3,1	Agua												
	3,1	4,2	Agua												
	4,2	4,5	Agua												
	4,5	4,8	Agua												
	4,8	6,4	Agua												
	6,4	7,2	Agua												
	7,2	7,8	Agua												
	7,8	8,4	Agua												
	8,4	9	Agua												
	9	9,4	Agua/seco										SM		Arena limosa con grava
	9,4	9,5	Seco				50R				SPT 1				
	9,4	10,9	Agua/seco								LYA				
	10,9	11,5	Seco				12	21	24	24	SPT 2				
<b>RQD</b>				<b>Observaciones:</b>											
<b>De:</b>	<b>A:</b>			Cota sondeo + 0,1 m											
0	3		< 25												
3	6		< 25												
6	9		< 25												



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

<b>PETICIONARIO:</b>	AJUNTAMENT ALAIOR				
<b>OBRA:</b>	PLAÇA NOVA				
<b>SONDEO:</b>	5		<b>MAQUINA:</b>	<b>OPERARIO:</b>	<b>Condiciones meterológicas</b>
<b>HOJA:</b>	1		TP 30	Dane	Sol
<b>FECHA:</b>	11/10/2005		<b>Nº IDENTIFICACIÓN</b>	<b>AYUDANTE:</b>	Lluvia
<b>INICIO:</b>	9:00		989	Juan	Viento
<b>FIN:</b>	15:00				Nieve

Corona	Profundidad		Maniobra	% Recup.			SPT / MI					Nivel Freático	Unidad	Descripción	
	De:	A:		0	50	100	15	30	45	60					
86	0	1,8	Agua										R		Relleno antrópico
	1,8	3,6	Agua/seco												
	3,6	4,2	Agua										D		Dolomía
	4,2	5	Agua												
	5	5,4	Agua												
	5,4	6	Agua												
	6	6,7	Agua												
	6,7	7,8	Agua												
	7,8	8,5	Agua												
	8,5	9	Agua								T51				
	9	9,5	Agua												
	9,5	10	Agua												
	10	10,8	Agua												
	10,8	11,6	Agua												
	11,6	12	Agua												
	12	12,6	Agua												
	12,6	13,2	Agua												
13,2	14,1	Agua/seco										SM		Arena limosa con grava	
14,1	14,45	Seco				32	48	50R		SPT 1					
RQD				Observaciones:											
De:	A:		Cota del sondeo + 0,7 m												
3,6	6	75													
6	9	80													
9	12	26													



## REPORTAJE FOTOGRÁFICO

S1



S2



S3





## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Area de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

S4



S5







## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### 10.3.- ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE DE ROCA. UNE 22950

#### DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Extracción y tallado de probetas testigo de roca según UNE 22-950. Conservación de testigo para conservar humedad natural, o en su defecto, conservación en cámara húmeda (humedad y temperatura determinadas). Rotura de probetas mediante prensa de 200 KN. 0,1 Mpa de precisión.

#### MUESTRA

FECHA EXTRACCIÓN	02-04-06	09-10-06	11-10-06
FECHA DE ROTURA:	04-10-06	13-10-06	16-10-06
NUMERO TESTIGOS:	1	1	1
AMBIENTE DE CONSERVACIÓN:	Humedad laboratorio	Humedad laboratorio	Humedad laboratorio

#### DESCRIPCIÓN FÍSICA:

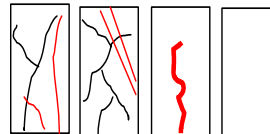
Testigo 1. T31. Sondeo 3 a 4.6 m de profundidad. Dolomía  
Testigo 2. T21. Sondeo 2 a 5 m de profundidad. Dolomía  
Testigo 3. T51. Sondeo 5 a 8.5 m de profundidad. Dolomía  
Testigo 4.  
Testigo 5.

#### ROTURA

TESTIGO NUMERO	ALTURA (L) mm.	DIAMETRO MEDIO (D) mm.	PESO g	SECCION mm <sup>2</sup>	ESBELTEZ L/D	VELOCIDAD CARGA Kg/S	CARGA ROTURA KG	RESISTENCIA COMP. SIMPLE N/mm <sup>2</sup>	RESISTENCIA CORREGIDA N/mm <sup>2</sup>	RESISTENCIA COMP. SIMPLE kg/cm <sup>2</sup>	DENSIDAD GEOMÉTRICA g/ Cm <sup>3</sup>
1	95	71	1059	3957	1,34	7	5.927	15,0	14,14	141,4	2,82
2	110	71	1236	3957	1,55	10	15.390	38,9	37,58	375,8	2,84
3	112	71	1180	3957	1,58	10	5.160	13,0	12,63	126,3	2,66
4											
5											

El diámetro medio corresponde a la media de tres diámetros perpendiculares de la sección.  
El testigo 2 rompe después de 15 min.

Forma de rotura:



Mahón, a 16 de octubre del 2006

El Jefe de Área

El Director del Laboratorio

Bernat Caritg Monfort  
Geólogo colegiado nº 5778

José M<sup>º</sup> Ruíz Cabezos  
Ing. Químico



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### 10.4.- ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PENETROMETRO N°

1

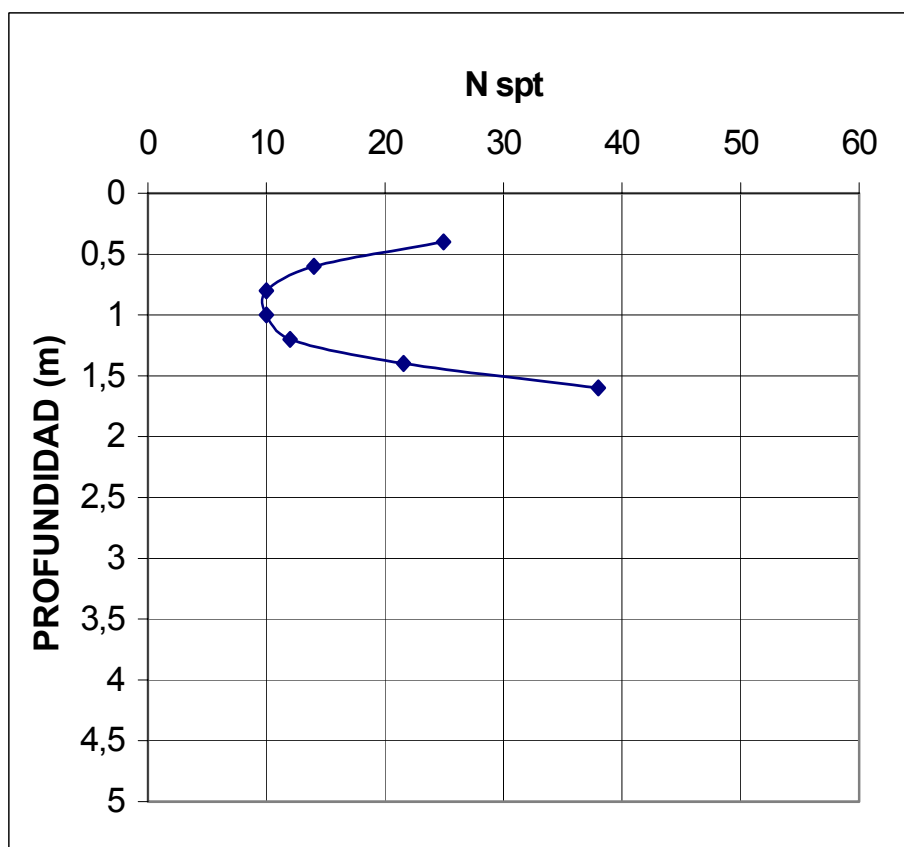
Prof. Alcanzada: 1,6

Aparición agua: NO

Punto 0.0 m: SONDEO 3

Cota respecto punto 0.0 m: 0 m

Prof. (m)	Nº Golpes	N SPT
0,2	Hinca puntaza	
0,4	30	25
0,6	14	14
0,8	10	10
1	10	10
1,2	12	12
1,4	22	22
1,6	R100	38
1,8		
2		
2,2		
2,4		
2,6		
2,8		
3		
3,2		
3,4		
3,6		
3,8		
4		
4,2		
4,4		
4,6		
4,8		
5		





## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

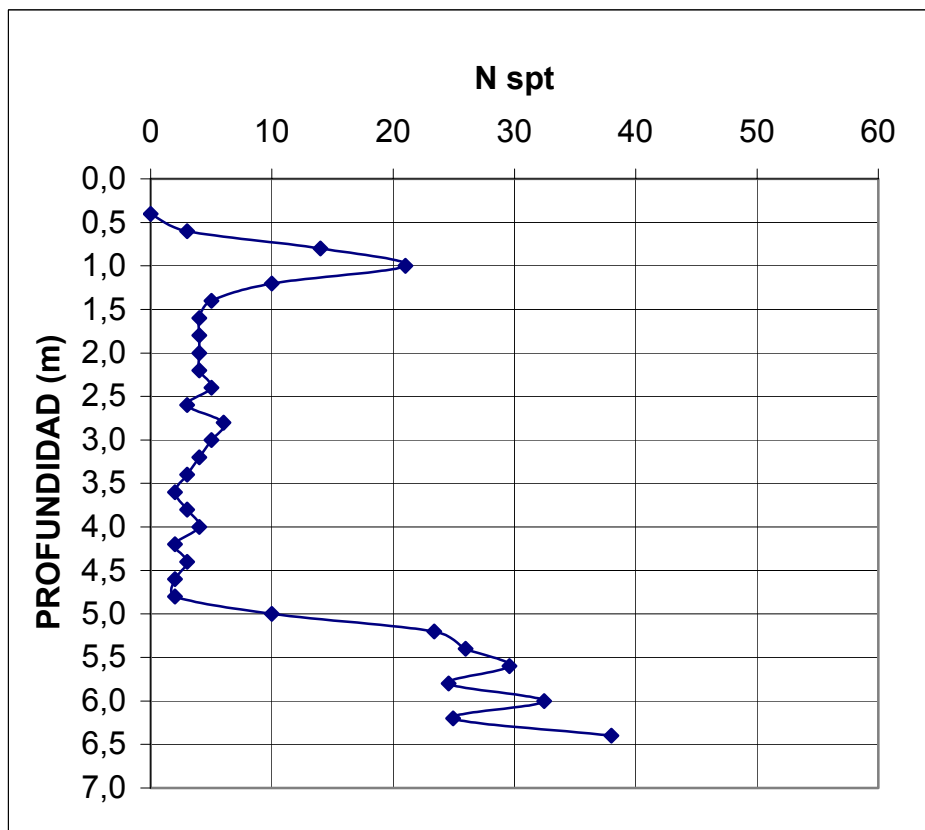
### PENETROMETRO N°

2

Prof. Alcanzada: 6,4  
Aparición agua: NO

Punto 0.0 m: SONDEO 3  
Cota respecto punto 0.0 m: + 0,3 m

Prof. (m)	Nº Golpes	N SPT
0,2	Hinca puntaza	
0,4	0	0
0,6	3	3
0,8	14	14
1	21	21
1,2	10	10
1,4	5	5
1,6	4	4
1,8	4	4
2	4	4
2,2	4	4
2,4	5	5
2,6	3	3
2,8	6	6
3	5	5
3,2	4	4
3,4	3	3
3,6	2	2
3,8	3	3
4	4	4
4,2	2	2
4,4	3	3
4,6	2	2
4,8	2	2
5	10	10
5,2	26	23
5,4	33	26
5,6	46	30
5,8	29	25
6	60	32
6,2	30	25
6,4	R100	38





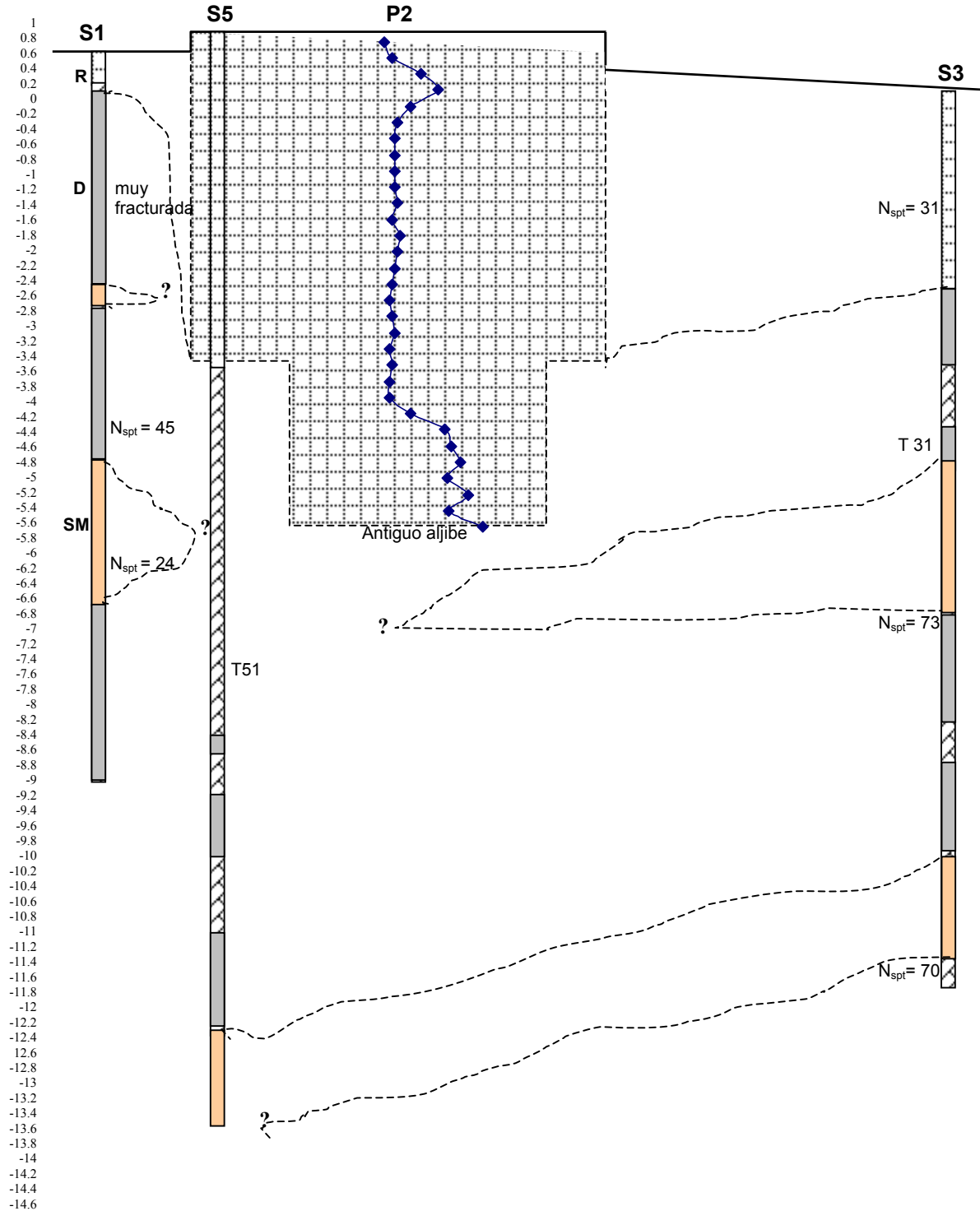


## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

B - B'



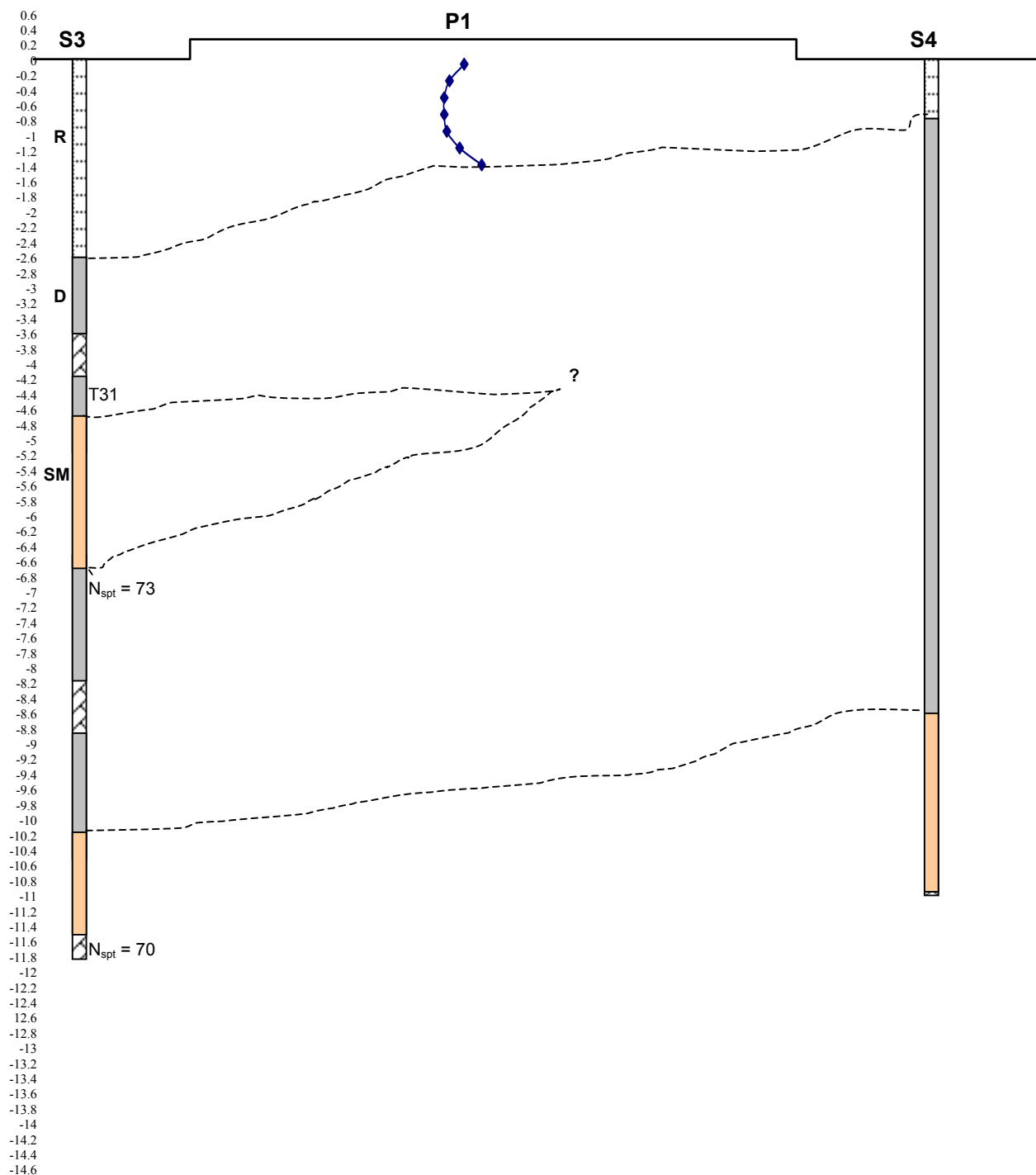


## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

C - C'





## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### 10.6.- ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN, CLASIFICACIÓN Y RESISTENCIA

#### 0. MUESTRA

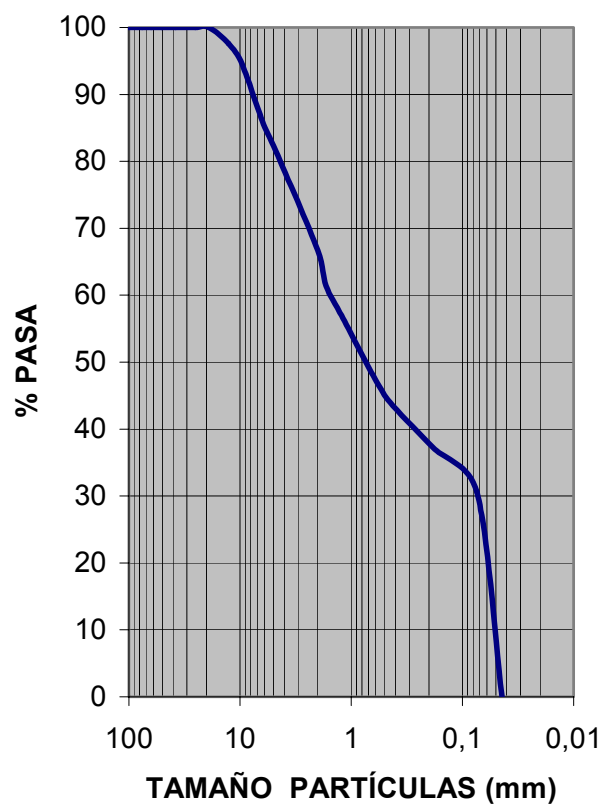
SONDEO 2 MI 1

#### 1. ANALISIS GRANULOMETRICO. UNE 103101

Tamices UNE	Retenido parcial	Retenido total	Acum.	Retenido	Pasa
(mm)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
100	0	0	0	0	100
80	0	0	0	0	100
63	0	0	0	0	100
50	0	0	0	0	100
40	0	0	0	0	100
25	0	0	0	0	100
20	0	0	0	0	100
12,5	78	78	78	2	98
10	102	102,00	180,00	5,63	94,37
6,3	264	264,00	444,00	13,90	86,10
5	148	148,00	592,00	18,53	81,47
2	472	472,00	1064,00	33,30	66,70
1,6	12,24	169,45	1233,45	38,61	61,39
1,25	11,10	153,67	1387,12	43,42	56,58
0,63	22,08	305,67	1692,79	52,98	47,02
0,4	8,20	113,52	1806,31	56,54	43,46
0,16	14,96	207,11	2013,42	63,02	36,98
0,08	14,80	204,89	2218,31	69,43	30,57
Fondo	70,55	976,69	3195,00	100,00	0,00

#### DESCRIPCIÓN:

% GRAVA	18,53
% ARENA	50,90
% FINOS	30,57





### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

## 2. LÍMITES ATTERBERG. UNE 103103 Y 103104

LÍMITE LÍQUIDO

LÍMITE PLÁSTICO

ÍNDICE DE PLASTICIDAD 0

CLASIFICACIÓN FINOS: (Según Casagrande 1942).

**ML: LIMOS O ARENAS NO PLÁSTICAS**

## 3. ÍNDICE DE FLUIDEZ E ÍNDICE DE DESECACIÓN. C.O.A.M.

Humedad natural	10,8
Límite líquido	0,0
Límite plástico	0,0

IF	# <sub>I</sub> DIV/0!
ID	# <sub>I</sub> DIV/0!

Cambio potencial de volumen*	
Expansividad*	

\* referidos a la fracción fina de la muestra



**LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.**

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

**4.- PRESIÓN DE HINCHAMIENTO. UNE 103602**

Altura del anillo portaprobetas H0 (mm):	20
Masa anillo (g):	
Masa anillo y probeta inicial(g):	
Masa anillo y probeta final (g):	
Masa seca final de la probeta md (g):	
Sección del anillo portaprobetas A (Cm2):	39,59

Masa recipiente M1 (g):	0
Masa recipiente + muestra M2 (g):	0
Masa recipiente + muestra seca M3 (g):	0,0

Lectura inicial comparador	
Lectura final comparador	
Carga aplicada (N)	

Humedad inicial probeta (%):	
Humedad final probeta (%):	
Densidad seca inicial (g/Cm3):	

Muestra:	Inalterada
----------	------------

**PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (N/MM2)**

--

**5.- AGRESIVIDAD. EHE**

PARAMETROS	
Acidez Bauman-Gully (ml/kg)	0,00
Contenido en sulfatos (mg/Kg)	181,91

Tipo de Suelo:	
Punto recogida:	SONDEO 2
Profundidad recogida:	9,4 a 10

GRADO AGRESIVIDAD			
NULA	DEBIL	MEDIO	FUERTE

Día:	9-10-06
Hora:	14:25

GRADO AGRESIVIDAD				
NULA	DEBIL	MEDIO	FUERTE	
< 200	>200	*	*	Acidez Bauman-Gully (ml/kg)
< 2000	2000-6000	6000-12000	>12000	Contenido en sulfatos (mg/Kg)

\* Estas condiciones no se dan en la práctica



### LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

#### 6.- COMPRESIÓN SIMPLE. UNE 103400

FECHA EXTRACCIÓN

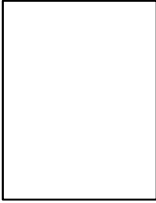
FECHA DE ROTURA:

AMBIENTE DE CONSERVACIÓN:


Características físicas:	
Altura (cm)	
Diámetro (cm)	
Esbeltez (L/D)	
Sección (cm <sup>2</sup> )	
Volúmen (cm <sup>3</sup> )	

Humedad natural (%)	
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	
Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	

Velocidad (mm/min)	
Carga (Kg)	
Carga corregida (Kg)	
Deformación (%)	

Forma rotura	Ángulo rotura (°)
	

Tensión (Kg/Cm <sup>2</sup> )	
-------------------------------	--



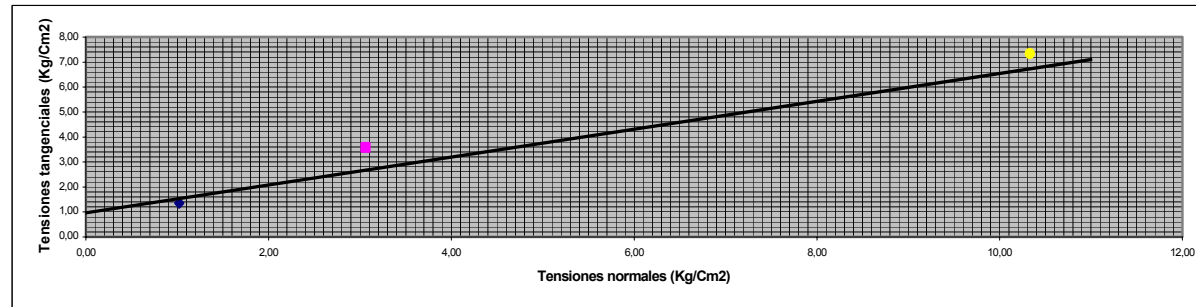
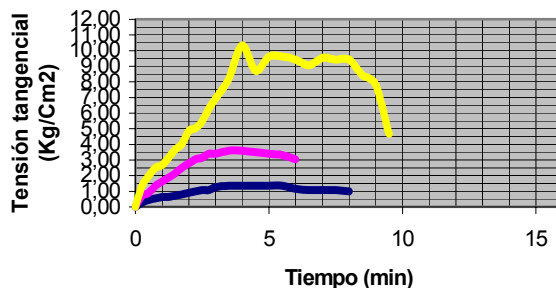
## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

### 7.-CORTE DIRECTO. UNE 103401

Tipo muestra:	INALTERADA		
Tipo ensayo:	No consolidado - No drenado (uu)		
Velocidad	1,7	1,7	1,7
Probeta	1	2	3
Tensión normal (Kg/Cm <sup>2</sup> ):	1,02	3,06	7,34
Humedad inicial (%):	10,34	9,39	8,75
Humedad final (%):	-	-	-
Densidad saturada (g/Cm <sup>3</sup> ):	2,18	1,80	1,85
Densidad aparente (g/Cm <sup>3</sup> ):	2,20	1,81	1,87
Densidad seca (g/Cm <sup>3</sup> ):	1,99	1,66	1,72
Area probeta (Cm <sup>2</sup> ):	19,63	19,63	19,63
Volumen (Cm <sup>3</sup> ):	39,26	39,26	39,26
Tensiones tg (Kg/Cm <sup>2</sup> ):	1,35	3,59	10,33



Angulo roz. Interno (°):	33
Cohesión (Kg/Cm <sup>2</sup> ):	0,8

Maó a 27 de octubre del 2006

El Jefe de Departamento

Bernat Caritg Monfort  
Geólogo

El Director del Laboratorio

José M<sup>a</sup> Ruiz Cabezos  
Ing. Químico



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, Nº 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. Nº 02023SE02 y 02024SF02

### 10.7.- ESTABILIDAD TALUDES

#### CLASIFICACIO DE BIENIAWSKI (1989)

RESISTENCIA Kg/Cm <sup>2</sup>	>2500	2500-1000	1000-500	500-250	250-50	50-10	< 10	
Valoracio	15	12	7	4	2	1	0	2
RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
Valoracio	20	17	13	6	3	3		
RQD(%)**	< 25							
SEPARACIO DIACLASAS	>200 cm	60-200	20-60	6-20	<6			
Valoracio	20	15	10	8	5	8		
ESTADO	Longitud	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		6	4	2	1	0	2	
	Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		6	5	3	1	0	5	
	Rugosidad	Muy rug.	rugosa	lig. Rug	ondulada	suave		
DIACLASAS		6	5	3	1	0	5	
	Relleno	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro >5mm	Blando <5mm	Blando>5mm		
		6	4	2	0	0	2	
	Alteración	Inalterada	Lig. Alterad	Moder. Alt	muy alterad.	Descomp.		
		6	5	3	1	0	5	
AIGUA FREATICA	Caudal (L/Min)	Nul	<10	10-25	25-125	>125		
	Relacio entre tensio aigua/ tensio prai.	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	Estad grai	Sec	Lieu. Humid	Humid	Gotejant	Fluint		
		15	10	7	4	0	15	
	Valoracio		Molt favorab	Favorable	Mitja	Desfavorab	Molt desfav	
CORRECCIO ORIENTACIO DIACLASES	Tunels	0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentacio	0	-2	-7	-15	-25		
	Talus	0	-5	-25	-50	-60		
							-5	

VALORACIO RMR

42

Classe	Qualitat	Valor RMR
I	Molt bona	100-81
II	Bona	80-61
III	Mitja	60-41
IV	Dolenta	40-21
V	Molt dolenta	<20

#### CLASIFICACION ROMANA (1997)

F1	>30°	20-30	20-10,5	10,5	<5°	
Valoracio	0,15	0,4	0,7	0,85	1	1
F2	<20°	20-30	30-35	35-45	>45°	
Valoracio	0,15	0,4	0,7	0,85	1	0,4
F3	>10	10-0	0	0-(-10)	<-10°	
Valoracio	0	-6	-25	-50	-60	-60
F4	Talus normal	pretall	voladu suau	meanic	volad deficient	
Valoracio	15	10	8	0	-8	15

VALORACIO SMR

33

Classe	Qualitat	Valor SMR
I	Molt bona	100-81
II	Bona	80-61
III	Mitja	60-41
IV	Dolenta	40-21
V	Molt dolenta	<20



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### 10.8.- TABLA RESUMEN

Roca		Suelo		Relleno	
Tipo	Dolomía	Tipo	Arenoso limoso con grava	Tipo	Antropico
Buzamiento		Clasif. Casagrande	ML	Materiales	Diversos
Estado	Fracturada	Expansividad	No	Granulometría	Diversa
Estabilidad taludes SMR	De media a mala	Potencia (m)	0 A 4,8	Potencia (m)	0 A 6
Tensión Adm. recomendada (Kg/Cm2)	10	Tensión admisible (Kg/Cm2)	2,1	Tensión admisible (Kg/Cm2)	0
Asientos (Cm)	0,2	Asientos (Cm)	2,4	Asientos (Cm)	-
Coef. Balastro (Tn/m3)	50.000,00	Coef. Balastro (Tn/m3)	50000,00	Coef. Balastro (Tn/m3)	-
Observaciones		Observaciones		Observaciones	Unidad no apta para apoyo de la cimentación

PENDIENTE DEL TERRENO		
Inferior al 15%	Superior al 15 %	
No	Circulación aguas superficiales	
	Circulación aguas subterráneas	
	Riesgo erosión regresiva	

PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE MUROS (roca)*		PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE MUROS (suelo)*	
Cohesión MPa	0,5	Cohesión MPa	0,8
Ángulo rozamiento int. °	45,7	Ángulo rozamiento int. °	33
Densidad (g/Cm3)	2,77	Densidad (g/Cm3)	1,8

\* Estimados según programa roclab

\* estimados según SPT

NIVEL FREÁTICO		EDIFICIO SITUADO EN ZONA SISMICA	
Detectado en	-	Sí	
Profundidad (m)	-	RIESGO INUNDACION CRECIDA AGUA	
Agresividad	-	No	

AGRESIVIDAD	
Terreno	No
Ambiental	No



## LABORATORIO MUNDITEST MENORCA, S.L.

Acreditado en el Área de control de Hormigón en masa, Cemento, Aridos y Agua(EHC), por la Conselleria de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, Concesión fecha 28 de Marzo de 2005, N° 02007EHC-05

Acreditado en las Áreas de Mecánica de suelos y Firmes Flexibles y Bituminosos por la Conselleria de Obras Públicas. Fecha concesión: 10 de Mayo de 2002. N° 02023SE02 y 02024SF02

### PRESIÓN VERTICAL DE HUNDIMIENTO (Brinch-Hansen 1970)

\* Para cargas verticales y cimentaciones no excéntricas

$\gamma_{ap}$ (g/Cm3)	Z ciment. (Cm)	Nq	Sq	Iq	Nc	Sc	Ic	B (cm)	L (cm)	N <sub>γ</sub>	S <sub>γ</sub>	I <sub>γ</sub>	C (Kg/cm2)
2,77	900	26,09	1,68	0,5	38,64	1,68	0,48	150	150	35,2	0,60	1,00	0,8

Pv,hund (Kg/Cm2) = 83,73

Pv,hund corto plazo (Kg/Cm2) = 41,86

Peso total por ud. de ciment. (Kg) =

Sup. Ud. De cimentación (Cm2) =

QbTensión total bruta (Kg/Cm2) = 10,0

Densidad tierra (Kg/cm3) = 0,00277

QnTensión total neta (Kg/Cm2) = 7,5

SITUACION F.S

Persistente o transitoria a largo plazo > 3

Accidental o transitoria a corto plazo > 2.4

Terrenos poco permeables. Se supone no hay consolidación

\*Según información facilitada a Munditest.

\*Según información facilitada a Munditest.

\* Según estudio geotécnico

En presencia de agua intersticial debe tomarse = Dsat - I

F.S

11,15

### CARGAS ADMISIBLES EN ARENAS EN FUNCIÓN DEL SPT (CTE 2006)

Cargas (Kg/Cm2)	N media SPT	Z (m) ciment.	Ancho ciment. B (m)
2,7	18	0,7	1
2,4	18	0,7	1,5

Para B < 1.2 m

Para B > 1.2 m

Cargas admisibles calculadas de manera que el asiento sea inferior a 2.5 cm.

### CARGAS ADMISIBLES EN SUELOS COHESIVOS FIRMES Y ROCAS

Material	Valor A
Arcilla sobreconsolidada y roca alterada	0,6 0,4
Rocas blandas poco alteradas y diaclasadas	0,4 0,2
Rocas muy diaclasadas	0,2 0,1
Valor A	0,1
Resistencia compr. Simple	214,5
Tensión adm (Kg/Cm2)	21,5

### NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE NCSE-02

Cálculos en los que interviene las características geológicas y geotécnicas.

Clasificación de la construcción:

NORMAL

Valor de la aceleración básica ab

0,04

\* g

Coeficiente adimensional de riesgo ρ

1

Coeficiente del terreno C

1,3

Coeficiente de amplificación del terreno S

1,04

Para ρ \* ab < 0,98

1,05

Para 0,98 < ρ \* ab < 3,92

1,00

Para ρ \* ab > 3,92

Valor de la aceleración sísmica de cálculo ac

0,04

Para ρ \* ab < 0,98

0,04

Para 0,98 < ρ \* ab < 3,92

0,04

Para ρ \* ab > 3,92

Para los cálculos en los que interviene la estructura del edificio, así como para las demás consideraciones, será de aplicación lo que en cada caso estipule la norma sismoresistente NCSE-02. Real Decreto 997/2002 de 27 de setiembre.



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## **ANNEX V**

### **PFC1 Avantprojecte**



# **“DISSENY, CÀLCUL I CONSTRUCCIÓ D'UN CENTRE CULTURAL AMB CÚPULA MONOCAPA”**

PFC presentat per optar al títol d'Enginyeria Tècnica  
Industrial especialitat Mecànica  
per **Berna Mir Florit**

Barcelona, 15 de Juny de 2011

Director: David Sánchez Molina  
Departament RMEE  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# ÍNDEX ANNEX V: PFC1

1.	INTRODUCCIÓ.....	180
2.	MOTIVACIONS .....	181
3.	UBICACIÓ.....	182
4.	DESCRIPICIÓ GENERAL DE L'EDIFICI .....	183
5.	ESTRUCTURA DE L'EDIFICI .....	184
5.1.	Estructura principal de l'edifici.....	184
5.2.	Cúpula monocapa.....	184
5.2.1.	Descripció geomètrica cúpula .....	184
5.2.2.	Pre-disseny cúpula .....	185
5.2.3.	Determinació de les càrregues sobre la cúpula .....	185
5.2.4.	Distribució de les càrregues .....	186
6.	INSTAL·LACIONS .....	188
6.1.	Instal·lació elèctrica.....	188
6.2.	Instal·lació d'il·luminació.....	188
6.3.	Protecció Contra Incendis .....	188
6.4.	Climatització i calefacció .....	189
6.5.	Instal·lació d'aigua.....	189
7.	PRESSUPOST .....	190
8.	PLÀNOLS .....	194



# 1. INTRODUCCIÓ

L'objectiu principal del present projecte és el disseny, càlcul i construcció d'un centre cultural amb un pati central cobert amb una cúpula monocapa situat a Menorca al terme municipal d'Alaior. La realització d'aquest projecte té com a finalitat disposar d'un espai on realitzar diferents activitats culturals i d'esbarjo dirigides a tot tipus de públic.

L'edifici a projectar serà una construcció de formigó armat d'una planta amb una àrea construïda d'uns 3272 m<sup>2</sup> i disposarà d'un pati central d'uns 227 m<sup>2</sup> cobert amb una cúpula monocapa semiesfèrica. La cúpula es construirà amb barres cilíndriques d'acer.

L'edifici disposarà de les següents instal·lacions:

- Elèctrica
- Il·luminació
- Protecció contra incendis
- Climatització i calefacció
- Aigua (AFCH, ACS, Aigües residuals i aigües fluvials)

El projecte es dividirà en dues parts, un avant projecte i el projecte final. Cada un d'ells inclourà una memòria i els annexes necessaris amb tota la informació necessària per a la realització del projecte, com per exemple estudis independents, càlculs detallats i plànols.

En aquesta primera part, l'avantprojecte, es redactaran les principals característiques del projecte a realitzar com la ubicació del centre cultural, el disseny inicial de l'edifici, tant de l'estructura principal com de la cúpula, i les instal·lacions de les que disposarà, a més, s'aportaran els primers plànols i càlculs. Al final de la memòria també s'inclourà un pressupost aproximat del cost d'algunes parts del projecte.

## 2. MOTIVACIONS

Els motius principals per a la realització d'un projecte d'aquest tipus son diversos. La necessitat actual de disposar d'espais lúdics per a persones de totes les edats i zones per al desenvolupament de l'art, i així poder-lo donar a conèixer al públic, i d'oci fa que instal·lacions o projectes com aquest siguin una forma molt eficient d'aconseguir-ho.

Un altre motiu important és el notable augment i demanda d'activitats culturals al municipi d'Alaior i a tota l'illa de Menorca en general, com avalen activitats recents com LoArt, les contínues exposicions de pintura i fotografia de diversos artistes menorquins i mercats artesans celebrats durant tot l'estiu i en diverses dates festives.

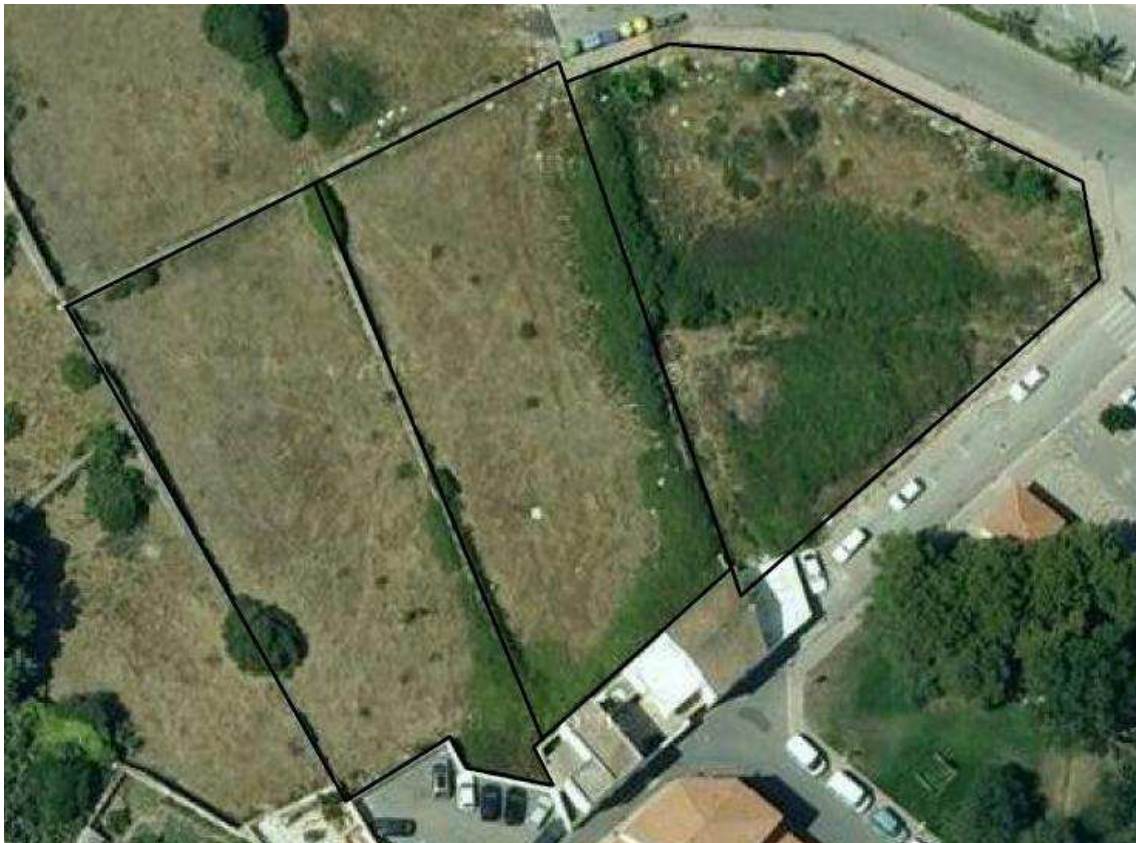
Per últim, un altre factor important per a la realització d'aquest projecte és l'atractiu turístic, tant a nivell intern de l'illa com extern, oferint una alternativa a les ofertes actuals i, per tant, com a un possible motor econòmic tant pel poble d'Alaior com per Menorca en general.

### 3. UBICACIÓ

Després d'haver analitzat diferents localitzacions per ubicar l'edifici, s'ha optat per situar-lo en unes parcel·les sense edificacions del municipi d'Alaior (Menorca). L'edifici es construirà sobre tres parcel·les buides d'una àrea total de 4702,6 m<sup>2</sup> situades en el creuament entre l'avinguda Verge del Toro i el carrer Sa costa des pou.

El motiu de l'elecció final són varis. La facilitat d'accés per arribar-hi és la principal, a més de la disposició d'un pàrking just al costat i de finques properes per a la construcció de més si fos el cas. A pesar de situar-se a les afores del casc antic del poble, la proximitat i la rapidesa per arribar-hi és alta.

Un altre motiu de pes per l'elecció d'aquesta ubicació, és la proximitat de les escoles, donant molta facilitat a aquestes per poder realitzar diferents activitats pels alumnes, tant escolars com extraescolars, al centre cultural.



**Imatge 1. Ubicació del solar**

A l'annex s'inclou un plànol del solar.

## 4. DESCRIPCIÓ GENERAL DE L'EDIFICI

L'edifici a projectar serà una estructura de formigó armat d'una planta amb una superfície construïda d'uns 3272 m<sup>2</sup> sobre els 4702,6 m<sup>2</sup> del solar. Segons la normativa municipal, l'àrea màxima permesa per construir a nivell del terra és del 70% del solar.

Constarà d'un pati central que es cobrirà amb una cúpula monocapa semiesfèrica. L'entrada estarà situada l'avinguda Verge del toro, que connectarà directament amb el pati central. Per accedir a l'interior de l'edifici es farà des del pati. L'altura general de l'edifici serà de 4 metres però l'altura del pati serà de 5 metres més l'altura de la cúpula.

El centre cultural disposarà dels següents serveis distribuïts per l'edifici:

- Botigues exteriors. Consistiran en una sèrie de petits locals situats al pati interior cobert que serviran com a botigues de manufactures per als comerciants que estiguin interessats en tenir-hi un establiment.
- Restaurant. S'habilitarà una zona del centre per poder-hi situar un restaurant o algun bar.
- Sala d'exposicions
- Sala de conferències
- Espai jove. Es reservarà una zona pels més joves (i no necessàriament tan joves) que vulguin passar l'estona. El local disposarà d'una sala de jocs (taula de ping pong, billar, futbolí...).
- Sala de projeccions / cinema. Una sala de cinema per projectar des dels últims estrenes a pel·lícules clàssiques per a tots els públics.
- Sala de concerts / assajos. Es disposarà de dues sales, insonoritzades, que es podran utilitzar durant la setmana per les bandes musicals que desitgin assajar, a més, una d'elles serà suficientment gran com per a realitzar petits concerts de bandes novells.
- Serveis auxiliars. A més, l'edifici, disposarà d'una sèrie de serveis auxiliars com lavabos, oficina d'informació i una zona de vestuaris pel personal de neteja i de les oficines.

A l'annex s'inclou el plànol de la distribució en planta de l'edifici.

## 5. ESTRUCTURA DE L'EDIFICI

### 5.1. Estructura principal de l'edifici

L'estructura de l'edifici estarà formada per pilars de formigó HA-25/B/20/IIa de 40cm x 40cm armat amb barres d'acer B 500 S i estaran separats aproximadament 5 metres entre ells. El forjat utilitzat que cobrirà l'edifici serà unidireccional de formigó i biguetes metàl·liques. Es construirà sobre bigues IPE 140 d'acer S275 JR ( $\sigma_s=275\text{MPa}$  i  $E_s=2,06\cdot 10^7 \text{ N/cm}^2$ ) i aquestes aniran cobertes per bovedilles de formigó de 60x20x20cm. Sobre aquestes s'aplicarà una capa de 25 cm de formigó HA-25/B/20/IIa armat amb barres d'acer B 500 S.

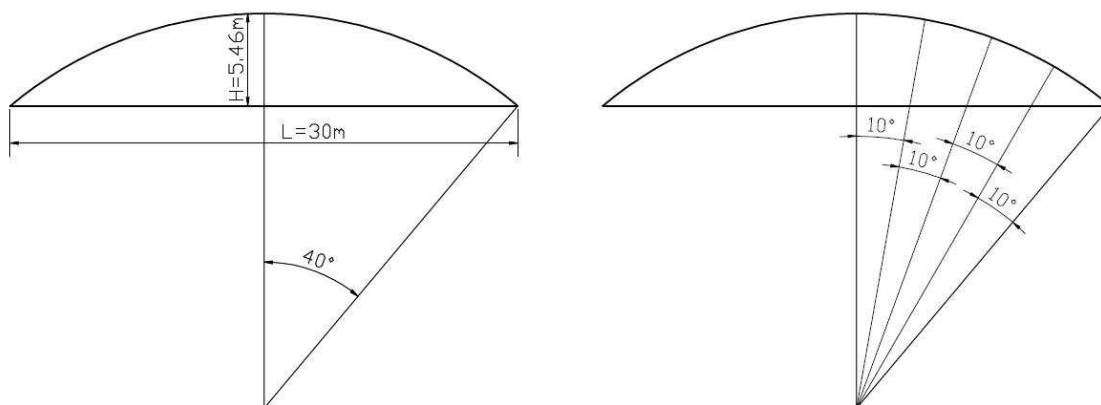
La fonamentació es farà amb sabates aïllades de 1,10x1,10x0,3m de formigó HA-25/B/20/IIa amb un armat de barres d'acer B 500 S. Tot el terra del solar anirà cobert amb una llosa de cimentació feta amb formigó HA-25/B/20/IIa armat amb acer B 500 S.

Els tancaments, tant de la façana com dels interiors, es faran amb fulles de blocs buits de formigó de 50x20x20cm i s'aplicarà el revestiment, acabats i aïllament necessaris.

### 5.2. Cúpula monocapa

#### 5.2.1. Descripció geomètrica cúpula

El pati central anirà cobert per una cúpula monocapa que es construirà amb barres tubulars cilíndriques buides 125x4 d'acer S275 JR ( $\sigma_s=275\text{MPa}$  i  $E_s=2,06\cdot 10^7 \text{ N/cm}^2$ ). La geometria principal de la cúpula ve determinada per l'altura (H) d'aquesta i pel diàmetre del cercle inferior (L). Estarà formada per quatre cercles i la forma inscrita en el cercle superior serà un hexàgon. El diàmetre del cercle inferior serà de 30 metres i l'altura total de 5,46 m. Considerant un angle de  $40^\circ$  entre l'eix central i la línia que va del centre de la circumferència al final de la cúpula s'ha determinat la posició dels altres anells dividint l'angle en 4 parts iguals i trobant la intersecció amb la cúpula que determina l'alçada dels altres anells. Cada un d'aquests anells té inscrit un polígon de X costats que ve determinat pel polígon escollit inicialment de l'anell superior(en aquest cas un hexàgon).



Imatge 2. Esquema geometria cúpula

El primer anell és l'inferior, amb un diàmetre de 30 metres i amb un polígon de 24 costats. El segon anell està situat a una altura de 2,33 metres i té un diàmetre 23,34 m. El polígon corresponent a aquest anell és un Octa decàgon (18 costats). El tercer anell té una altura de 4,05 m. i un diàmetre de 15,96 metres i el polígon inscrit és un dodecàgon (12 costats). I el quart, i últim, està situat a una altura de 5,11 m. i té un diàmetre de 8,1 m. El polígon inscrit és un hexàgon.

En l'annex s'inclou un plànol detallat de la cúpula.

### 5.2.2. Pre-disseny cúpula

La finalitat del pre-disseny de la cúpula és la de tenir una idea aproximada de com serà i del material que es necessitarà i així poder-ho incloure al pressupost inicial. Per la realització del pre-disseny s'ha utilitzat el programa de dibuix Autocad per dibuixar la geometria inicial en 3D descrita en l'apartat anterior, posteriorment, s'ha exportat l'arxiu al programa de càlcul CYPE Metal 3D on s'ha realitzat el primer anàlisi i càlcul de la geometria de les barres de la cúpula. Per l'anàlisi s'han considerat dues càrregues diferents, la del propi pes de les barres i la del vidre que cobrirà la totalitat de la cúpula. La solució final adoptada han estat barres tubulars cilíndriques buides 125x4 d'acer S275 JR. La quantitat d'acer és de 8183.70 kg.

### 5.2.3. Determinació de les càrregues sobre la cúpula

A continuació es descriuran les càrregues considerades sobre la cúpula. S'han tingut en compte dues càrregues diferents, la càrrega generada pel propi pes de l'estructura i la càrrega provocada pel pes del vidre que cobreix la cúpula. Sobre aquestes càrregues s'ha aplicat un coeficient de seguretat  $\gamma_G = 1,35$ .

#### Pes de l'estructura

$$P_{des} = P_{kes} \cdot \gamma_G$$

Aquesta càrrega anirà introduïda directament al programa de càlcul (CYPE Metal 3D) tenint en compte d'aplicar el coeficient de seguretat.

#### Pes del vidre

Es calcularà el pes superficial del vidre, que ve determinat pel gruix d'aquest (2 cm) i per la seva densitat. Aquesta càrrega anirà repartida sobre les barres de la cúpula.

$$\rho_v = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P_v = 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{2\text{cm}}{100} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 500 \text{ N/m}^2$$

I s'aplica el coeficient de seguretat:

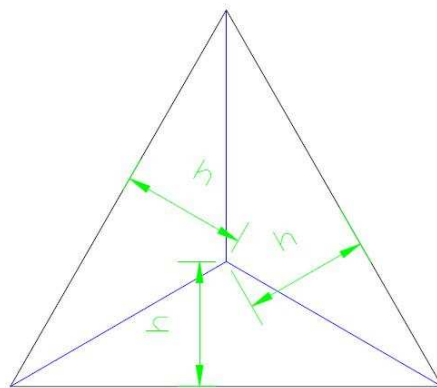
$$P_{dal} = P_{al} \cdot \gamma_G = 500 \text{ N/m}^2 \cdot 1,35 = 675 \text{ N/m}^2$$

#### 5.2.4. Distribució de les càrregues

Pel càlcul i distribució de les càrregues provocades pel pes del vidre sobre les diferents barres s'ha considerat la càrrega superficial de cada vidre i s'ha fet una distribució lineal rectangular a sobre de totes les barres.

Cada una de les barres està en contacte amb dues superfícies, de manera que, la càrrega lineal aplicada sobre una barra és la suma de la part corresponent de cada una de les dues superfícies en contacte. Per determinar la càrrega lineal aplicada a cada barra s'ha començat calculant la  $q_{\max}$  de les càrregues triangulars de les diferents superfícies que formen la cúpula. Hi ha un total de 10 superfícies triangulars i les  $q_{\max}$  s'han calculat de la següent manera:

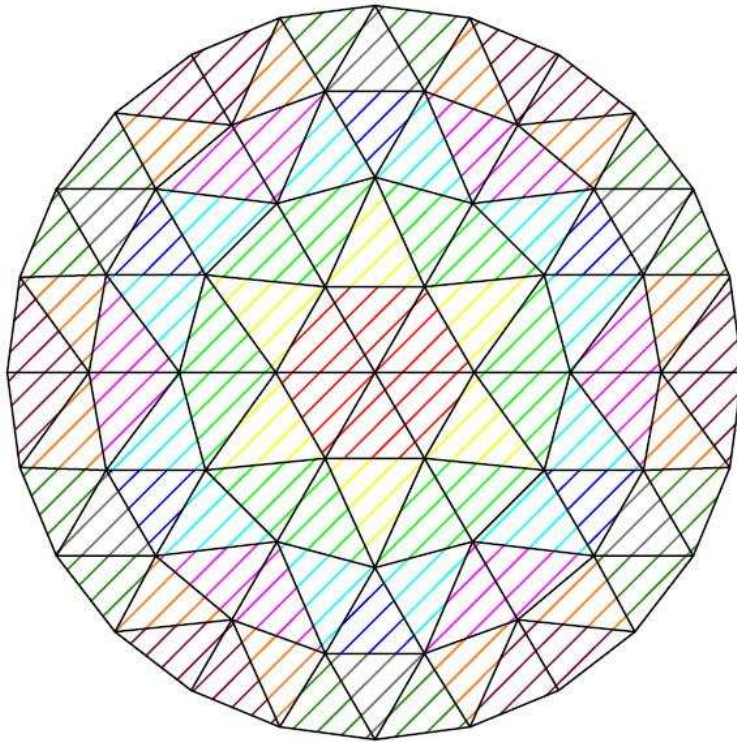
$$q_s \cdot \left(\frac{h \cdot l}{2}\right) = q_{\max} \left(\frac{l}{2}\right) \rightarrow q_{\max} = q_s \cdot h$$



Imatge 3. Esquema superfície triangular cúpula

Area	h [m]	$q_{\max}$ [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A1</b>	1,173	792
<b>A2</b>	1,32	891
<b>A3</b>	1,231	831
<b>A4</b>	1,28	864
<b>A5</b>	1,233	832,3
<b>A6</b>	1,216	821
<b>A7</b>	1,273	859,3
<b>A8</b>	1,213	819
<b>A9</b>	1,238	836
<b>A10</b>	1,189	803

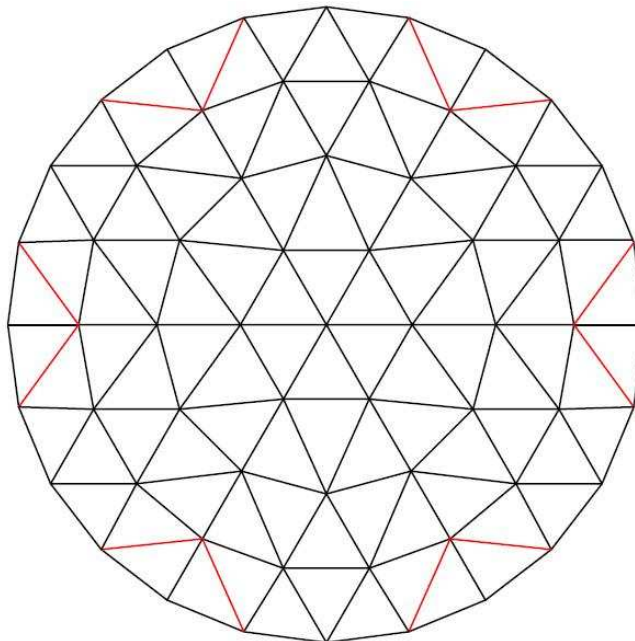
Taula 1.Qmax superfícies triangulars



**Imatge 4. Esquema superfícies cúpula**

Cada una de les barres està entre dues àrees, així, la càrrega que aguanta una de les barres és la suma de les dues càrregues lineals triangulars de les àrees amb les quals està en contacte. Aquestes càrregues triangulars s'han aproximat a càrregues rectangulars. Pel pre-disseny de la cúpula s'han introduït aquestes càrregues lineals al programa de càlcul CYPE Metal 3D per tal de calcular l'estructura inicial necessària.

A continuació es presenta un esquema amb les barres més desfavorables:



**Imatge 5. Esquema barres més desfavorables**



## **6. INSTAL·LACIONS**

En aquest capítol es farà una breu explicació i descripció de les instal·lacions de les que disposarà l'edifici. Totes aquestes instal·lacions es calcularan, explicaran i detallaran en la segona part del projecte, en aquesta primera part només es pretén donar una idea de com seran.

### **6.1. Instal·lació elèctrica**

L'edifici disposarà d'una instal·lació elèctrica. L'electricitat vindrà subministrada directament de la xarxa general. La instal·lació disposarà d'un quadre general de protecció i control, un comptador i diferents línies de distribució que partiran del quadre general i que es distribuïran per tot l'edifici.

En la segona part del projecte es calcularà i detallarà les dades i característiques tècniques de la instal·lació, és a dir, els tipus de secció a instal·lar, tubs conductors, comandaments i els diversos dispositius de seguretat dels que disposarà la instal·lació, tot això, tenint sempre en compte la normativa i prescripcions que senyala el Reglament Electrotècnic de Baixa Tensió i Instruccions Tècniques Complementaries. A més, es dimensionarà i detallarà la potència necessària a contractar.

### **6.2. Instal·lació d'il·luminació**

La instal·lació d'il·luminació es calcularà i dissenyarà separatament de la instal·lació elèctrica aportant només a aquesta la potència necessària per fer anar les lluminàries. Les lluminàries es calcularan depenent de les necessitats de llum de cada estància. Per fer això s'utilitzarà algun software de càlcul d'instal·lacions d'il·luminació tipus el DIALX del grup DIAL.

En el projecte es detallarà la solució adoptada, descrivint el tipus i la quantitat de llums a instal·lar, així com la seva distribució i la potència consumida.

### **6.3. Protecció Contra Incendis**

El projecte disposarà d'un estudi on s'analitzaran els requisits que ha de satisfer i les condicions que ha de complir l'edifici per la prevenció d'un incendi i en cas d'aparició la resposta que ha de tenir per reduir danys a persones i bens.

Es caracteritzarà l'edifici calculant la seva resistència al foc i es detallaran els factors de risc. A més, es descriuran els requisits constructius de l'edifici i les diverses instal·lacions necessàries, tant per prevenir com per ajudar a controlar i extingir un possible incendi.

## **6.4. Climatització i calefacció**

Aquesta part del projecte tindrà com a objectiu dimensionar i calcular la instal·lació de climatització i calefacció per tal de tenir unes bones condicions a l'interior de l'edifici. Per complir aquestes condicions serà necessari que la temperatura sigui òptima i que l'aire no estigui viciat, és a dir, que es renovi. Pel dimensionament de les instal·lacions es seguiran les especificacions indicades en el Reglament d'Instal·lacions Tèrmiques en els edificis (RITE).

A la segona part del projecte es farà una descripció detallada dels aparells de climatització necessaris per a la renovació de l'aire, de la seva col·locació i de les seves instal·lacions. En l'apartat de calefacció també es calcularà la instal·lació necessària per aconseguir la temperatura desitjada a l'interior de l'edifici. Depenent de les necessitats s'adoptaran les opcions més adequades.

## **6.5. Instal·lació d'aigua**

L'edifici disposarà d'una instal·lació d'aigua que estarà formada per quatre parts: aigua freda consum humà (AFCH), aigua calenta sanitària (ACS), Aigües residuals i aigües fluvials. El servei de subministrament d'aigua procedirà de la xarxa general i es distribuirà, tant AFCH com ACS, per tots els punts de l'edifici on sigui necessària. Des de l'escomesa principal arribarà a la sala de màquines on hi haurà la caldera (quarto comptadors) i es dividirà en AFCH i ACS. A partir d'aquí la instal·lació arribarà a tots els punts necessaris de l'edifici, com la zona de restaurant o els lavabos. Les instal·lacions d'evacuació d'aigües residuals i aigües fluvials seran independents i s'acabaran avocant a la xarxa d'evacuació general. La instal·lació s'ajustarà a la vigent norma NIA, Norma Bàsica per Instal·lacions de Subministrament d'Aigua, i al CTE, Codi Tècnic de la Edificació, apartat DB-HS, (Document bàsic d'higiene i salubritat).

A la següent part del projecte es calcularan i es detallaran les diverses instal·lacions d'aigua. Es calcularan les canonades necessàries per a cada una d'elles tenint en compte els cabdals i es dimensionarà la caldera per l'escalfament de l'ACS.

## 7. PRESSUPOST

A continuació es detalla el pressupost inicial de l'estructura principal de l'edifici i dels seus acabats. Les instal·lacions no estan incloses.

### Condicionament del terreny i cimentacions:

Codi	Uni.	Descripció	Medició	P.u. [€]	Import [€]
ADP010	m <sup>3</sup>	Terra emplenat	2351,30	7,42	17446,65
Terra emplenat i compactació per sediments de terraplè amb material de la pròpia excavació, amb un grau de compactació del 95%.					
ADE010	m <sup>3</sup>	Buidats i excavacions.	86,40	19,35	1671,84
Excavació en pous per cimentacions en sòls cohesionats d'argila semi dura, amb medis mecànics.					
CSZ010	m <sup>3</sup>	Sabata de cimentació de formigó armat.	54,45	139,74	7608,84
Sabata de cimentació de formigó armat HA-25/B/20/IIa fabricat en central i buidat des de camió, quantia 50 kg/m <sup>3</sup> diacer B 500 S UNE 36068.					
CSZ020	m <sup>2</sup>	Encofrat per Sabata de cimentació.	198,00	14,62	2894,76
Encofrat recuperable metàl·lic en sabata de cimentació.					
CSL010	m <sup>3</sup>	Llosa de cimentació.	940,52	166,75	156831,71
Llosa de cimentació, HA-25/B/20/IIa fabricat en central i buidat des de camió, quantia 85 kg/m <sup>3</sup> d'acer B 500 S UNE 36068.					
<b>Estructura principal de formigó de l'edifici:</b>					
EHS010	m <sup>3</sup>	Pilar de formigó armat.	80,64	283,63	22871,92

Pilar quadrat de formigó armat, HA-25/B/20/IIa fabricat en central i buidat amb bomba, acer B 500 S UNE 36068, quantia 120 kg/m<sup>3</sup>, encofrat amb xapes metàl·liques reutilitzables, de 4 m d'altura lliure i 40 x 40 de secció mitja.

Codi	Uni.	Descripció	Medició	P.u. [€]	Import [€]
EHS010	m <sup>3</sup>	Pilar de formigó armat.	23,55	293,68	6916,16

Pilar circular de formigó armat, HA-25/B/20/IIa fabricat en central i buidat amb bomba, acer B 500 S UNE 36068, quantia 120 kg/m<sup>3</sup>, encofrat amb motlle d'un sol ús helicoidal, de 5 m d'altura lliure i 50 cm de diàmetre mig.

EAF010	m <sup>2</sup>	Forjat de biguetes metàl·liques.	2566,14	52,92	135800,13
--------	----------------	----------------------------------	---------	-------	-----------

Forjat de biguetes metàl·liques, costat 25 = 20+5 cm, HA-25/B/20/IIa fabricat en central i buidat amb bomba, volum 0,08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>; acer B 500 S UNE 36068, quantia 1,8 kg/m<sup>3</sup>; bigueta metàl·lica IPE 140, S275JR; bovedilla de formigó, 60x20x20 cm i malla electrosoldada ME 20x20, Ø 5 mm, acer B 500 T 6x2,20 UNE 36092, en capa de compressió.

#### Cúpula:

EAM020	m <sup>2</sup>	Muntatge cúpula (material no inclòs)	761,28	13,28	10109,80
--------	----------------	--------------------------------------	--------	-------	----------

Muntatge estructura metàl·lica realitzada amb barres tubulars d'acer S275JR.

EAV010	kg	Acer en bigues (cúpula)	8183,70	1,45	11866,37
--------	----	-------------------------	---------	------	----------

Acer S275JR en bigues, perfils laminats en calent series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM, peces senzilles, estructura soldada.

FVC010	m <sup>2</sup>	Envidriat amb càmera. (vidre cúpula)	761,28	68,04	51797,49
--------	----------------	--------------------------------------	--------	-------	----------

Doble envidriament estàndard, 10/6/10.

**Façana i particions interiors:**

<b>Codi</b>	<b>Uni.</b>	<b>Descripció</b>	<b>Medició</b>	<b>P.u. [€]</b>	<b>Import [€]</b>
PTF010	m²	Partició de fàbrica.	804,02	16,42	13202,01
Partició d'una fulla de 20 cm d'espessor de fàbrica, de bloc buit resistent de formigó gris, sense hidròfug, 50x20x20 cm, per revestir, rebuda amb morter de ciment M-5.					
FFF010	m²	Tancament de fatxada mitjançant fàbrica.	1235,60	18,01	22253,16
Tancament de fatxada de una fulla recolzada en el forjat de 20 cm d'espessor de fàbrica, de bloc buit resistent de formigó gris, sense hidròfug, 50x20x20 cm, per revestir, rebuda amb morter de ciment M-5.					
FCP030	Ut	Porta d'entrada a vivenda de PVC.	2	1.632,33	3264,66
Porta d'entrada a vivenda de panell macis decorat, realitzat a base d'espuma de PVC rígid i estructura cel·lular uniforme, de dues fulles abatibles amb vidrieres, dimensions 160x210cm.					
FCP015	Ut	Fusteria exterior de PVC.	14	644,96	9029,44
Finestra de PVC "VEKA", sistema Ekosol, quatre fulles lliscants d'espessor 74 mm, dimensions 3000x2000 mm, amb pre marc.					
FCP015	Ut	Fusteria exterior de PVC.	3	445,7	1337,1
Porta exterior de PVC "VEKA", sistema Softline Doble Junta, dues fulles practicables, dimensions 1600x2000 mm, amb pre marc.					
FCP015	Ut	Fusteria exterior de PVC.	2	266,2	532,4
Porta exterior de PVC "VEKA", sistema Softline Doble Junta, una fulla practicable, dimensiones 800x2000 mm, amb pre-marc.					

<b>Codi</b>	<b>Uni.</b>	<b>Descripció</b>	<b>Medició</b>	<b>P.u. [€]</b>	<b>Import [€]</b>
PPM010	Ut	Porta interior de fusta.	7	259,56	1816,92
Porta de pas cega, de una fulla de 203x82,5x3,5 cm, de fusta massissa tipus castellana, per envernissar, de pi melis.					
PPM010	Ut	Porta interior de fusta.	3	427,02	1281,06
Porta de pas cega, de dues fulles de 203x82,5x3,5 cm, de fusta massissa tipus castellana, per envernissar, de pi melis.					
<b>Acabats:</b>					
RSG010	m²	Solat de rajoles ceràmiques.	2287	28,24	64584,88
Solat de rajoles ceràmiques de gres esmaltat 2-4, de 33x33 cm, 8 €/m², col·locades sobre una capa de 4 cm de morter de ciment M-10 armat amb malla ME 10x10, Ø 5 mm, acer B 500 T 6x2,20 UNE 36092, rebudes amb adhesiu de ciment d'us exclusiu per interiors, C0 sense cap característica addicional, color gris i rejuntades amb abeurat de ciment blanc, L, BL-V 22,5, per junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), colorada amb la mateixa tonalitat de les peces.					
RTC010	m²	Fals sostre continu de plaques d'escaiola.	2287	14,11	32269,57
Fals sostre de plaques d'escarola llisa, amb subjecció mitjançant estopada penjant.					
RIP020	m²	Acabat de pintura plàstica	4332,24	9,29	40246,51
Pintura plàstica amb textura llisa, color blanc, acabat mate, sobre superfícies horitzontals i verticals interiors i exteriors de morter de ciment, ma d'imprimació i dues mans d'acabat.					
<b>TOTAL</b>					<b>615633,37 €</b>

## 8. PLÀNOLS

Plànol 1: Planta solar

Plànol 2: Planta edifici

Plànol 3: Distribució pilars

Plànol 4: Cúpula