

## 4.- MEMÒRIA ESTRUCTURAL

**1. Consideracions prèvies****2. Descripció de la solució i justificació****3. Normativa d'aplicació****4. Mètodes de dimensionament**

## 4.1. Anàlisi estructural i mètode de càlcul

## 4.2. Accions

## 4.3. Verificació de l'aptitud de servei

**5. Característiques dels materials**

## 5.1. Formigó

## 5.2. Acer

## 5.3. Ciment

## 5.4. Aigua de pastat

## 5.5. Àrids

## 5.6. Assajos a realitzar, assentaments admissibles i límits de deformació

**6. Accions**

## 6.1. Accions gravitatòries

## 6.2. Accions del vent

## 6.3. Accions tèrmiques i reològiques

## 6.4. Accions sísmiques

## 6.5. Aplicació de les accions

**7. Modelització i càlcul de l'estructura**

## 7.1. Coeficient de ponderació

## 7.2. Predimensionat de bigues

7.3. Predimensionat de nervis in situ

7.4. Predimensionat de pilars

7.5. Predimensionat de sabates

**8. Juntes estructurals**

**9. Plànols d'estructura**

## 1.-CONSIDERACIONS PRÈVIES

Al present apartat s'estableixen les condicions generals de disseny i càlcul del sistema estructural i de fonamentació adoptat a l'edifici en qüestió. Es pretén construir una Biblioteca Municipal a Borbotó en una parcel·la que es troba en la zona sud-oest del municipi, al límit entre aquest i l'horta.

El sistema estructural tracta de ser coherent amb la materialitat i caràcter del projecte, s'unifiquen criteris i s'utilitza una modulació que ens dona la imatge final de l'edifici. Delimitar el tipus estructural es considera clau per a comprendre el funcionament estructural.

Es planteja una estructura de formigó armat amb pilars, com elements de sustentació vertical amb funció resistent de travar front al sisme i el vent.

S'ha utilitzat en tota la Biblioteca un forjat unidireccional alleugerat de formigó armat amb nervis realitzats "in situ".

## 2. DESCRIPCIÓ DE LA SOLUCIÓ ADOPTADA I JUSTIFICACIÓ

### • Estructura

Els elements portants de l'edifici segueixen la retícula d'ordenació i organització funcional. Així, l'estructura té una lectura ràpida i senzilla. Durant el procés del projecte s'ha pres com a base una retícula per a sistematitzar la distribució i l'estructura. S'ha optat per una modulació senzilla de 6m x 7 m. A partir d'ací s'utilitza el mòdul per a tota la Biblioteca, exceptuant un punt del projecte en el que se requereixen llums majors. Aquest pòrtic es dona en l'accés i el saló d'actes, en cada una de les distintes plantes.

L'estructura se formalitza amb pilars i forjats de formigó armat. Es tracta d'un forjat unidireccional alleugerat realitzat amb bigues i nervis formigonats in situ.

Aquest forjat s'executa en dos fases. En primer lloc es construeix una primera capa de formigó amb les armadures de la cara inferior de la llosa. A continuació, en una segona fase, es col·loquen les peses alleugerades i la resta de les armadures, procedint aleshores al formigonat final.

L'edifici consta de planta soterrani, planta baixa i primera. Els elements resistents són pilars que sustenten bigues de formigó, ambdós elements són els que ens determinen els pòrtics i altures de l'edifici. Per tant, es forma un sistema de pòrtics plans amb una llum de 6 metres i una crugia de 7 metres.

La Biblioteca té aparcament en soterrani, connectat amb l'edifici, i està realitzat amb murs de soterrani de formigó armat realitzats "in situ", i pilars de formigó.

La Biblioteca conté sales de diferent funció: cafeteria, sala d'exposicions, saló d'actes, oficines, zona d'estudi...

### • Fonamentació

Donada la inexistència d'estudis geotècnics, s'han pres una sèrie de consideracions:

-S'estima una tensió admissible de 200 KN/m<sup>2</sup> per al càlcul de la fonamentació.

-S'admet un comportament elàstic del terreny i s'accepta una distribució lineal de tensions del mateix.

-La parcel·la està suficientment aïllada de l'edificació afí com per a no tenir en compte els efectes de la excavació sobre els mateixos, ni la existència dels soterranis existents en el comportament de l'estructura.

La fonamentació es resol mitjançant sabates aïllades baix pilars, travats per bigues de nuget de formigó armat. Com cota de fonamentació es prendrà una profunditat de 5 m respecte a la superfície del terreny, sobrepassant la capa superficial de farciments. Es nugetaran totes les sabates en almenys una de les dos direccions, per tractar-se d'un terreny estable.

### • Justificació

Avantatges del forjat de nervadures in situ:

Tècniques. Ofereix el màxim grau de:

- Monolitisme: Rigidesa que ha de tindre un forjat al seu plànol per a la correcta transmissió de les accions horitzontals i per al treball solidari de tots els seus nervis front a una càrrega que actua en una d'ells.
- Enllaços: Capacitat d'unió d'un forjat amb els elements estructurals en que se sustenta.
- Continuitat: Capacitat que presenta un forjat per a l'absorció de moments negatius.
- Rigidesa: Propietat que consisteix en que no puga deformar-se més enllà d'uns determinats límits per efecte de les càrregues.
- Resistència a agents externs: Gràcies al monolitisme estructural ofereix el màxim grau de resistència als agents externs tals com càrregues horitzontals, sísmiques i reològiques.
- Errors humans: Es redueix la seua incidència ja que la senzillesa d'execució del sistema garanteix el posicionament dels negatius, positius i la malla electrosoldada sobre els separadors integrats en els revoltos, resolent a més del 100% el compliment dels recobriments segons normativa.
- Flexibilitat: S'ofereix major flexibilitat en comparació amb els altres sistemes, ja que el sistema permet fer modificacions d'última hora per a resoldre les necessitats de l'estructura, sent possible fent variacions sobre buits, ascensors, rampes, shunts i instal·lacions.
- Formigonat: Es garanteix un perfecte compliment dels nervis després del abocament i el vibrat gràcies a la disposició d'aquestos, amb el qual s'elimina el risc de coques i recobriments defectuosos.

- Instal·lacions: El disseny exclusiu dels revoltos permet perforar i rasgar per a passar instal·lacions en totes les direccions per el sostre, sense alterar la secció del nervi ni la seua resistència.
- **Econòmiques:**
- Mà d'obra: Es garanteix un estalvi important en mà d'obra ja que la industrialització del sistema facilita enormement l'execució dels forjats, estalviant més del 20% del temps necessari per a la citada execució. A més, la senzillesa d'execució del sistema no requereix del personal amb un alt grau de qualificació ni experiència i ofereix una total garantia de qualitat.
- Connectors: No es necessària la col·locació de connectors perquè el propi nervi del forjat s'introdueix de forma continua en la part inferior de la biga.
- Biguetes prefabricades: S'eliminen les biguetes prefabricades fent desaparèixer els costos derivats de subministres i transport, descàrregues i càrregues al forjat, manipulació i elevació, replanteig i col·locació, i de fraccions i neteja. A més, permet optimitzar els espais de recull en obra.
- Separadors: El sistema facilita la llavor de separació de les armadures gràcies a la inclusió de pestanyes separadores al propi disseny dels revoltos complint així la mateixa funció. Amb ells s'eliminen els costos derivats del subministres, recull i col·locació dels separadors.
- Formigó: Es produeix un estalvi en els subministres de formigó ja que el sistema pot reduir els massissos laterals en les bigues per a la unió amb les biguetes "in situ".
- Col·locació: La independència en l'ordre de col·locació dels revoltos i de la ferralla elimina importants pèrdues de temps i diners. A més, a l'utilitzar l'encofrat pla els operaris tenen una major llibertat de moviments i agilitat, el que suposa un estalvi considerable en muntatge.
- **Seguretat:**
- Prevenció de riscos laborals: Tots els processos d'execució del sistema compleixen al 100% la Llei de Prevenció de Riscos laborals.
- Manipulació: El sistema en conjunt és de fàcil manipulació, evitant amb això lesions, caigudes i fraccions, augmentant la lleugeresa del seu transport i reduint costos per fractures i posterior neteja.
- Adherència: El sistema d'ancoratge mecànic garanteix l'adherència del morter al forjat, el que redueix el risc de desprendiments durant el procés de desencofrat.
- Encofrat: S'executa sobre una superfície totalment encofrada. Açò elimina el risc de caigudes i incrementa els nivells de seguretat en el treball.

### 3. NORMATIVA D'APLICACIÓ

- Codi Tècnic de l'Edificació

DB-SE Seguretat estructural  
 DB-SE-AE Accions en l'Edificació  
 DB-SE-C Fonamentacions  
 DB-SI Seguretat en cas d'incendi

- Norma de Construcció Sismorresistent NCSE 02 RD 997/2002, de 27 de Setembre
- Instrucció de Formigó Estructural EHE-08 RD 1247/2008, de 18 de Juliol
- Instrucció per al Projecte i la Execució de Forjats Unidireccionals de Formigó Estructural Realitzats amb Elements Prefabricats EFHE RD 642/2002, de 5 de juliol.

## 4. MÈTODES DE DIMENSIONAMENT

### 4.1. Anàlisi estructural i mètode de càlcul

El procés seguit consisteix en la determinació de les situacions de dimensionat, l'establiment de les accions, l'anàlisi estructural i finalment el dimensionat.

Les situacions de dimensionat són:

PERSISTENTS: Condicions normals d'ús.

TRANSITÒRIES: Condicions aplicables durant un temps limitat.

EXTRAORDINÀRIES: Condicions excepcionals en les que es pot trobar o estar exposat l'edifici.

El període de servei de l'edifici és de 50 anys.

El mètode de comprovació utilitzat és el dels Estats Límits. Estat límit és aquella situació que de ser superada, es pot considerar que l'edifici no complisca amb algun dels requisits estructurals per als que ha sigut concebuda. Existeixen dos tipus d'estat límit:

- A) Estat Límit Últim: és la situació que de ser superada, existeix un risc per a les persones, ja siga per una posta fora de servei o col·lapse parcial o total de l'estructura: pèrdues d'equilibri, deformació excessiva, la transformació de l'estructura en un mecanisme, la fractura d'elements estructurals o de les seues unions, i la inestabilitat dels elements estructurals. Es realitzen les comprovacions d'equilibri, esgotament o fracció, adherència, ancoratge i fatiga.
- B) Estat Límit de Servei: és aquella situació que de ser superada afecta al nivell de confort i benestar dels usuaris, al correcte funcionament de l'edifici i a la aparença de la construcció. Es realitzen les comprovacions de deformacions i vibracions.

Definits els estats de càrrega segons el seu origen, es procedeix a calcular les combinacions possibles amb els coeficients de majoració i minoració corresponents d'acord als coeficients de seguretat i les hipòtesis bàsiques definides en la norma. L'obtenció des esforços en les diferents hipòtesis simples de l'entramat estructural es faran d'acord a un càlcul lineal de primer ordre, és a dir, admetent proporcionalitat entre esforços i deformacions, el principi de superposició d'accions i un comportament lineal i geomètric dels materials i l'estructura.

### 4.2. Accions

Les accions es classifiquen en:

- A) Accions permanents (G): aquelles que actuen en tot instant, amb posició i valor constant (pesos propis) o amb variació menyspreable (accions reològiques).
- B) Accions variables (Q): aquelles que poden actuar o no sobre l'edifici (ús i accions climàtiques)
- C) Accions accidentals (A): aquelles amb probabilitat d'ocurrència és xicoteta però de gran importància (sisme, impacte i explosió)

VERIFICACIÓ DE L'ESTABILITAT:  $E_{d,dstd} \leq E_{d,stab}$

Sent  $E_{d,dstd}$  el valor de càlcul de l'efecte de les accions desestabilitzadores y  $E_{d,stab}$  el valor de càlcul de l'efecte de les accions estabilitzadores.

VERIFICACIÓ DE LA RESISTÈNCIA DE L'ESTRUCTURA:  $E_d \leq R_d$

Sent  $E_d$  el valor de càlcul de l'efecte de les accions i  $R_d$  el valor de càlcul de la resistència corresponent.

### 4.3. Verificació de l'aptitud de servei

Es considera un comportament adequat amb les deformacions, les vibracions o la degradació si es compleix que l'efecte de les accions no abasteix el valor límit admissible establert per a dit efecte. Segons el que s'exposa en l'article 4.3.3 de la norma CTE SE, es verifiquen en l'estructura les fletxes dels diferents elements. Es comprova tant el desplom local com el total d'acord amb el que s'exposa en 4.3.3.2 de la citada norma. Segons el CTE, per a el càlcul de les fletxes en els element flectats, bigues i forjats, es tenen en compte tant les deformacions instantànies com les diferides, calculant les inèrcies equivalents d'acord al que s'indica en la norma.

Per al càlcul de fletxes es té en compte tant el procés constructiu, com les condicions ambientals, edat de posada en càrrega, d'acord a unes condicions habituals de la pràctica constructiva en l'edificació convencional. Per tant, a partir d'aquests suposats s'estimen els coeficients de fletxa pertinents per a la determinació de la fletxa activa, suma de les fletxes instantànies més les diferides produïdes amb posterioritat a la construcció de tabiqueris.

## 5. CARACTERÍSTIQUES DELS MATERIALS

### 5.1. Formigó

El formigó utilitzat és:

- Fonamentació: HA-30 / B / 40 / IIIa + Qa
- Resta de l'estructura: HA-30 / B / 20 / IIa
- fck: 30 N/mm<sup>2</sup>
- Consistència blana

### 5.2. Acer

L'acer a utilitzar per a l'armadura als elements formigonats són barres corrugades de designació B-500-S

- El nivell de control és normal.
- B-500-SD
- fyk: 500 N/mm<sup>2</sup>
- malla electrosoldada: B-500-T

### 5.3. Ciment

El ciment utilitzat en la fabricació del formigó armat utilitzat en l'edifici tant en fonamentació com en forjats és CEM-I d'enduriment normal.

### 5.4. Aigua d'amasat

L'aigua utilitzada per al amasat del formigó i de qualsevol tipus de morter ha de ser potable o provenint de subministres urbans.

### 5.5. Àrids

L'àrid previst per a l'obra ha de comptar amb els següents característiques:

- Natura: preferentment calisa, àrid de "machaqueo".
- Grandària màxima de l'àrid: en fonamentació de 40 mm, en estructura de 20mm
- Condicions físico-químiques: els àrids hauran de complir el que s'especifica per als àrids a utilitzar en ambient II.

### 5.6. Assajos a realitzar, assentaments admissibles i límits de deformació

Formigó armat: d'acord als nivells de control previstos, es realitzen els assajos pertinents dels materials, acer i formigó, segons s'indica en la EHE, capítol XV, article 82 i següents. Segons l'Article 50 de la EHE, si es compleix que la relació llum/cantell útil de l'element estudiat és igual o inferior als valors indicats en el tauler 50.2.2.1, no és necessari calcular la fletxa.

Forjats unidireccionals: d'acord als nivells de control previstos, es realitzen els assajos pertinents segons el capítol VII de la norma EFHE.

Assentaments admissibles de la fonamentació: d'acord amb la norma i en funció del tipus de terreny i característiques de l'edifici, es considera acceptable un assentament màxim admissible de 5cm.

Límits de deformació de l'estructura: el càlcul de deformacions és un càlcul de estats límits de utilització amb les càrregues de servei, coeficient de majoració d'accions igual a 1, i de minoració de resistències també 1.

## 6. ACCIONS

### 6.1. Accions gravitatòries

Les càrregues gravitatòries són suma de les càrregues permanents (G) i les càrregues variable (Q). La determinació dels valors d'aquestes càrregues s'han determinat conforme a la norma DB-SE-AE.

Segons el que s'ha promulgat per la DB-SE-AE, les accions a considerar, són les següents:

#### Accions permanents, G

G1	Pes propi del forjat: forjat unidireccional de nervis in situ.	<b>G1=4 KN/m<sup>2</sup></b>
G2	Pes propi de la coberta invertida no transitable amb formigó alleugerat de pendents, impermeabilització, aïllament tèrmic i capa de graves	<b>G2=2,5 KN/m<sup>2</sup></b>
G3	Instal·lacions penjades	<b>G3=0,1 KN/m<sup>2</sup></b>
G4	Fals sostre metàl·lic de la marca Luxalon	<b>G4=0,2 KN/m<sup>2</sup></b>
G5	Pes propi tabiqueria. Tabiqueria de 90mm d'amplària	<b>G5=1 KN/m<sup>2</sup></b>
G6	Pes propi revestiment tabiqueria. Lluit de guix	<b>G6=0,15 KN/m<sup>2</sup></b>
G7	Pes propi revestiment tabiqueria. Tauler de fusta, 25mm d'amplària	<b>G7=0,15 KN/m<sup>2</sup></b>
G8	Pes propi paviment. Linòleum i morter de 20 mm d'amplària total	<b>G8=0,5 KN/m<sup>2</sup></b>

#### Accions variables, Q

Q1	Sobrecàrrega d'ús segons la taula 3.1: zones d'accés públic C1	<b>Q1=3 KN/m<sup>2</sup></b>
Q2	Sobrecàrrega d'ús de coberta no transitable i accessible únicament per a la conservació i amb inclinació inferior a 20°	<b>Q2=1 KN/m<sup>2</sup></b>
Q3	Sobrecàrrega de neu: en cobertes planes d'edificis situats a una altitud inferior a 1.000 m	<b>Q3=1 KN/m<sup>2</sup></b>

### 6.2. Sobrecàrrega produïda pel vent:

Els esforços produïts per l'acció del vent s'han de determinar d'acord amb el CTE-DB-SE AE. Donat que es tracta d'un edifici de poca alçada amb els pòrtics convenientment nügats la influència del vent no es considera necessària. A més a més, ja que s'està realitzant un càlcul aproximat obviarem els efectes produïts pel vent sobre l'estructura.

### 6.3. Accions tèrmiques i reològiques:

En estructures de formigó armat es pot prescindir de l'acció tèrmica si es creen juntes de dilatació a una distància màxima de 40 m. Es pot prescindir de les càrregues per retracció quan s'establisquen juntes de formigonat a distàncies inferiors a 10m i es deixen transcórrer 48 hores entre dos formigonats contigus.

Les juntes de dilatació es projecten donada la longitud dels edificis cada 40m. Aquestes juntes es resolen mitjançant el sistema goujon-cret per a la transmissió d'esforços transversals, amb la finalitat de no duplicar suports.

### 6.4. Accions sísmiques:

Per tractar-se d'una biblioteca, la norma la considera com una construcció d'importància normal. D'acord amb la figura 2.1. de la NCSE 02 Borbotó té una acceleració sísmica inferior a

0,08 g. A més a més, és una construcció amb pòrtics ben units entre sí en totes les direccions i l'edificació té menys de 7 plantes. Per tant, es compleix un dels punts de l'apartat 1.2.3. de la citada norma pel qual no s'està obligat a l'aplicació d'aquesta norma.

### 6.5. Aplicació de les accions:

#### Forjat de planta baixa i de planta primera

Segons lo promulgat per DB-SE-AE, les accions a considerar, són les següents:

#### Accions permanents, G

G1	Pes propi del forjat: forjat unidireccional de nervis in situ.	<b>G1=4 KN/m<sup>2</sup></b>
G3	Instal·lacions penjades	<b>G3=0,1 KN/m<sup>2</sup></b>
G4	Fals sostre metàl·lic de la marca Luxalon	<b>G4=0,2 KN/m<sup>2</sup></b>
G5	Pes propi tabiqueria. Tabiqueria de 90mm d'amplària	<b>G5=1 KN/m<sup>2</sup></b>
G6	Pes propi revestiment tabiqueria. Lluit de guix	<b>G6=0,15 KN/m<sup>2</sup></b>
G7	Pes propi revestiment tabiqueria. Tauler de fusta, 25mm d'amplària	<b>G7=0,15 KN/m<sup>2</sup></b>
G8	Pes propi paviment. Linòleum i morter de 20 mm d'amplària total	<b>G8=0,5 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>G<sub>TOTAL</sub>=6,1 KN/m<sup>2</sup></b>

#### Accions variables, Q

Q1	Sobrecàrrega d'ús segons la taula 3.1: zones d'accés públic C1	<b>Q1=3 KN/m<sup>2</sup></b>
----	--	------------------------------

#### Forjat de planta coberta

#### Accions permanents, G

G1	Pes propi del forjat: forjat unidireccional de nervis in situ.	<b>G1=4 KN/m<sup>2</sup></b>
G2	Pes propi de la coberta invertida no transitable amb formigó alleugerat de pendents, impermeabilització, aïllament tèrmic i capa de graves	<b>G2=2,5 KN/m<sup>2</sup></b>
G3	Instal·lacions penjades	<b>G3=0,1 KN/m<sup>2</sup></b>
G4	Fals sostre metàl·lic de la marca Luxalon	<b>G4=0,2 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>G<sub>TOTAL</sub>=6,8 KN/m<sup>2</sup></b>

Accions variables, Q

Q2	Sobrecàrrega d'ús de coberta no transitable i accessible únicament per a la conservació i amb inclinació inferior a 20°	<b>Q2=1 KN/m<sup>2</sup></b>
Q3	Sobrecàrrega de neu: en cobertes planes d'edificis situats a una altitud inferior a 1.000 m	<b>Q3=1 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>G<sub>TOTAL</sub>=2 KN/m<sup>2</sup></b>

## 7. MODELITZACIÓ I CÀLCUL DE L'ESTRUCTURA

El sistema estructural es compon de pòrtics formats per pilars de formigó armat i forjat unidireccional de nervis de formigó in situ.

Es procedeix a un càlcul simplificat basat en el llibre de Juan Carlos Arroyo Porter i altres *Números gordos en el projecte de estructures*, mitjançant el qual s'obté un predimensionat, ordre de magnitud de les dimensions dels diferents elements dels quals es compon l'estructura.

Aquest sistema de predimensionat és útil en fases de disseny i s'admet una xicoteta desviació del resultat, sempre del costat de la seguretat. En un Projecte real es procediria a un càlcul més detallat mitjançant algun programa informàtic.

S'han estudiat els casos següents:

1. Predimensionat de bigues.
2. Predimensionat del forjat de nervis in situ.
3. Predimensionat de pilars.
4. Predimensionat de sabates.

Segons l'article 50 de l'EHE, en bigues i lloses de formigó armat, la fletxa es considera composta per la suma d'una fletxa instantània i una fletxa diferida deguda a les càrregues permanents.

### Cantells mínims

No serà necessària la comprovació de fletxes quan la relació llum/cantell útil de l'element estudiat siga igual o inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Aquesta taula correspon a situacions normals d'ús en edificació i per a elements armats amb acer  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

### 7.1. Coeficients de ponderació

En el càlcul d'elements estructurals de formigó armat s'han emprat els següents coeficients de seguretat:

- Accions permanents:  $\gamma_G = 1,35$
- Accions variables:  $\gamma_Q = 1,50$
- Formigó:  $\gamma_C = 1,50$
- Acer  $\gamma_S = 1,15$ :

## 7.2. Predimensionat dels elements dels forjats de planta baixa i planta primera

### Biga tipus 1 dels forjats de planta baixa i planta primera

Característiques de la biga:

- Llum = 12 m
- Càrregues permanents majorades  $\rightarrow 6,1 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,35 = 8,24 \text{ KN/m}^2$
- Càrregues variables majorades  $\rightarrow 3 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,50 = 4,50 \text{ KN/m}^2$
- Càrrega total majorada  $\rightarrow Q_d = 12,74 \text{ KN/m}^2 = 1,274 \text{ T/m}^2$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega de la biga considerada que és de 7 m.

$$q_d = 1,274 \text{ T/m}^2 \cdot 7 \text{ m} = 8,918 \text{ T/m}$$

No serà necessària la comprovació de fletxes quan la relació llum/cantell útil de l'element estudiat siga igual o inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Aquesta taula correspon a situacions normals d'ús en edificació i per a elements armats amb acer  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

$$d \leq L/14 = 12/14 \approx 0,85 \text{ m}$$

D'aquesta manera obtenim una biga amb dimensions de la secció  $b \cdot h = 40 \cdot 90 \text{ cm}$ .

### Armadura longitudinal als extrems de la biga

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment a l'extrem de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 12 = 8,918 \cdot 12^2 / 12 = 107,02 \text{ Tm}$$

$$U_s = \left( M_d / 0,8 \cdot h \right) \cdot 1000 = \left( 107,02 / 0,8 \cdot 0,9 \right) \cdot 1000 = 148639 \text{ Kg} = 1486,4 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **7Ø25**.

### Armadura longitudinal al centre de la biga

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment al centre de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 24 = 8,918 \cdot 12^2 / 24 = 53,51 \text{ Tm}$$



$$U_s = \left( M_d / 0,8 \cdot h \right) \cdot 1000 = \left( 53,51 / 0,8 \cdot 0,9 \right) \cdot 1000 = 74317Kg = 743,2KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **6Ø20**.

#### Longituds de les barres

A la cara superior als extrems de la biga la longitud de les barres és un terç de la llum de la biga:

$$1/3 \cdot L = 1/3 \cdot 12 = 4m$$

A la cara superior al centre de la biga la quantia geomètrica mínima és

$$U_{s1} = \left( 2,8 / 1000 \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( 2,8 / 1000 \right) \cdot 400 \cdot 900 \cdot \left( 500 / 1,15 \right) = 438,5KN$$

$$U_{s2} = 0,3 \cdot U_{s1} = 0,3 \cdot 438,5 = 131,49KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø25** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior als extrems de la biga cal disposar un 30% de l'armadura col·locada a la cara inferior al centre de la biga:

$$0,3 \cdot 743,2 = 223KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **2Ø20**.

A la cara inferior al centre de la biga la longitud de les barres és un 80% de la llum de la biga:

$$0,8 \cdot 12 = 9,6m$$

#### Armadura transversal

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L / 2 = 8,918 \cdot 12 / 2 = 53,5T$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot 1/3 \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$300 / 1,5 \cdot 1/3 \cdot 0,40 \cdot 0,90 \cdot 10 = 240T > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{300 / 1,5} \cdot 0,40 \cdot 0,85 \cdot 10 = 24,04T$$

Com  $V_d > V_{cu}$  es disposa una armadura

$$U_\alpha = \frac{V_d - V_{cu}}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{53,5 - 24,04}{0,8 \cdot 0,9} \cdot 1000 = 40,92 T/ml = 409,2 KN/ml$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 8 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500MPa$$

$$U_{s\phi 8} = 21,9KN$$

$$U_\alpha = \frac{409,2 KN/ml}{21,9KN} \approx 20 \text{ rames/ml} = 10 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 10 cm i finalment l'armadura transversal són **cØ8/0,10**.

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació  $L/d$  siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot 10^2 = 1885mm^2$$

$$A_c = 400 \cdot 900 = 360000mm^2$$

$$\rho = A_s / A_c = 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 12 / 0,85 = 14,1 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que les bigues de 12 m de llum dels forjats de planta baixa i planta primera tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 40x90cm$$

$$\text{recobriments: } r = 5cm$$

$$\text{cantell útil: } d = 85cm$$

**Biga tipus 2 dels forjats de planta baixa i planta primera**

Característiques de la biga:

- Llum = 6 m
- Càrrega total majorada  $\rightarrow Q_d = 12,74 \text{ KN/m}^2 = 1,274 \text{ T/m}^2$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega de la biga considerada que és de 7 m.

$$q_d = 1,274 \text{ T/m}^2 \cdot 7\text{m} = 8,918 \text{ T/m}$$

No serà necessària la comprovació de fletxes quan la relació llum/cantell útil de l'element estudiat siga igual o inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Aquesta taula correspon a situacions normals d'ús en edificació i per a elements armats amb acer  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

$$d \leq L/14 = 6/14 \approx 0,45\text{m}$$

D'aquesta manera obtenim una biga amb dimensions de la secció  $b \cdot h = 40 \cdot 50\text{cm}$ .

**Armadura longitudinal als extrems de la biga**

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment a l'extrem de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 12 = 8,918 \cdot 6^2 / 12 = 26,75\text{Tm}$$

$$U_s = \left( M_d / 0,8 \cdot h \right) \cdot 1000 = \left( 26,75 / 0,8 \cdot 0,5 \right) \cdot 1000 = 66875\text{Kg} = 668,8\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **5Ø20**.

**Armadura longitudinal al centre de la biga**

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment al centre de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 24 = 8,918 \cdot 6^2 / 24 = 13,38\text{Tm}$$

$$U_s = \left( M_d / 0,8 \cdot h \right) \cdot 1000 = \left( 13,38 / 0,8 \cdot 0,5 \right) \cdot 1000 = 33450\text{Kg} = 334,5\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **3Ø20**.

**Longituds de les barres**

A la cara superior als extrems de la biga la longitud de les barres és un terç de la llum de la biga:

$$1/3 \cdot L = 1/3 \cdot 6 = 2\text{m}$$

A la cara superior al centre de la biga la quantia geomètrica mínima és

$$U_{s1} = \left( 2,8 / 1000 \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( 2,8 / 1000 \right) \cdot 400 \cdot 500 \cdot \left( 500 / 1,15 \right) = 243\text{KN}$$

$$U_{s2} = 0,3 \cdot U_{s1} = 0,3 \cdot 243 = 73\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø20** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior als extrems de la biga cal disposar un 30% de l'armadura col·locada a la cara inferior al centre de la biga:

$$0,3 \cdot 334,5 = 100,35\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø20** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior al centre de la biga la longitud de les barres és un 80% de la llum de la biga:

$$0,8 \cdot 6 = 4,8\text{m}$$

**Armadura transversal**

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L / 2 = 8,918 \cdot 6 / 2 = 26,75\text{T}$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot 1/3 \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$300 / 1,5 \cdot 1/3 \cdot 0,40 \cdot 0,50 \cdot 10 = 134\text{T} > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{300 / 1,5} \cdot 0,40 \cdot 0,45 \cdot 10 = 12,73\text{T}$$

Com  $V_d > V_{cu}$  es disposa una armadura

$$U_{\alpha} = \frac{V_d - V_{CU}}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{26,75 - 12,73}{0,8 \cdot 0,5} \cdot 1000 = 35,05 \text{ T/ml} = 350,5 \text{ KN/ml}$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 8 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$U_{S\emptyset 8} = 21,9 \text{ KN}$$

$$U_{\alpha} = \frac{350,5 \text{ KN/ml}}{21,9 \text{ KN}} \approx 16 \text{ rames/ml} = 8 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 10 cm i finalment l'armadura transversal són  $c\emptyset 8/0,10$ .

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació L/d siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 3 \cdot \pi \cdot 10^2 = 942 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 400 \cdot 500 = 200000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / A_c = 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 6/0,45 = 13,3 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que les bigues de 6 m de llum dels forjats de planta baixa i planta primera tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 40 \times 50 \text{ cm}$$

$$\text{recobriment: } r = 5 \text{ cm}$$

$$\text{cantell útil: } d = 45 \text{ cm}$$

#### Nervi tipus dels forjats de planta baixa i planta primera

Característiques del nervi:

$$- \text{ Llum} = 7 \text{ m}$$

$$- \text{ Càrrega total majorada} \rightarrow Q_d = 12,74 \text{ KN/m}^2 = 1,274 \text{ T/m}^2$$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega del nervi considerat que és de 0,70 m.

$$q_d = 1,274 \text{ T/m}^2 \cdot 0,70 \text{ m} = 0,892 \text{ T/m}$$

Partim d'unes dimensions del nervi de  $b \cdot h = 20 \cdot 50 \text{ cm}$ .

#### Armadura longitudinal als extrems del nervi

Per tractar-se d'un nervi birecolzat el moment a l'extrem de la biga és nul. No obstant això, hem de tindre en compte la limitació mecànica mínima a tracció.

$$U_{s1} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot 200 \cdot 500 \cdot \left( \frac{500}{1,15} \right) = 121,7 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim  $4\emptyset 10$ .

#### Armadura longitudinal al centre del nervi

Per tractar-se d'un nervi birecolzat el moment al centre del nervi és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 8 = 0,892 \cdot 7^2 / 8 = 5,46 \text{ Tm}$$

$$U_s = \left( \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \right) \cdot 1000 = \left( \frac{5,46}{0,8 \cdot 0,5} \right) \cdot 1000 = 13650 \text{ Kg} = 136,5 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim  $4\emptyset 10$ .

#### Longituds de les barres

Com a simplificació i per coherència hi haurà  $4\emptyset 10$  tant en la cara superior com en la inferior del nervi en tota la seua longitud.

#### Armadura transversal

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L / 2 = 0,892 \cdot 7 / 2 = 3,12 \text{ T}$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$\frac{300}{1,5} \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,20 \cdot 0,50 \cdot 10 = 66,7 \text{ T} > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{CU} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{300/1,5} \cdot 0,20 \cdot 0,45 \cdot 10 = 6,36T$$

Com  $V_d < V_{CU}$  es disposa una armadura

$$U_\alpha = 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 10000 = 0,02 \cdot \frac{300}{1,5} \cdot 0,2 \cdot 10000 = 8T/ml = 80KN/ml$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 6 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500MPa$$

$$U_{S\emptyset 6} = 12,3KN$$

$$U_\alpha = \frac{80KN/ml}{12,3KN} \approx 8 \text{ rames/ml} = 4 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 25 cm i finalment l'armadura transversal són  $c\emptyset 6/0,25$ .

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació  $L/d$  siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 4 \cdot \pi \cdot 5^2 = 314,2mm^2$$

$$A_c = 200 \cdot 500 = 100000mm^2$$

$$\rho = A_s/A_c \approx 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 7/0,45 = 15,6 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que els nervis dels forjats de planta baixa i planta primera tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 20x50cm$$

$$\text{recobriments: } r = 5cm$$

$$\text{cantell útil: } d = 45cm$$

### 7.3. Predimensionat dels elements del forjat de planta de coberta

#### Biga tipus 1 del forjat de planta de coberta

Característiques de la biga:

- Llum = 12 m
- Càrregues permanents majorades  $\rightarrow 6,8 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,35 = 9,18 \text{ KN/m}^2$
- Càrregues variables majorades  $\rightarrow 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,50 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Càrrega total majorada  $\rightarrow Q_d = 12,18 \text{ KN/m}^2 = 1,218 \text{ T/m}^2$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega de la biga considerada que és de 7 m.

$$q_d = 1,218 \text{ T/m}^2 \cdot 7m = 8,526 \text{ T/m}$$

No serà necessària la comprovació de fletxes quan la relació llum/cantell útil de l'element estudiat siga igual o inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Aquesta taula correspon a situacions normals d'ús en edificació i per a elements armats amb acer  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

$$d \leq L/14 = 12/14 \approx 0,85m$$

D'aquesta manera obtenim una biga amb dimensions de la secció  $b \cdot h = 40 \cdot 90cm$ .

#### Armadura longitudinal als extrems de la biga

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment a l'extrem de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2/12 = 8,526 \cdot 12^2/12 = 102,3Tm$$

$$U_s = \left( M_d/0,8 \cdot h \right) \cdot 1000 = \left( 102,3/0,8 \cdot 0,9 \right) \cdot 1000 = 142083Kg = 1420,8KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **7Ø25**.

#### Armadura longitudinal al centre de la biga

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment al centre de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2/24 = 8,526 \cdot 12^2/24 = 51,16Tm$$

$$U_s = \left( \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \right) \cdot 1000 = \left( \frac{51,16}{0,8 \cdot 0,9} \right) \cdot 1000 = 71050Kg = 710,5KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **6Ø20**.

#### Longituds de les barres

A la cara superior als extrems de la biga la longitud de les barres és un terç de la llum de la biga:

$$\frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{3} \cdot 12 = 4m$$

A la cara superior al centre de la biga la quantia geomètrica mínima és

$$U_{s1} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot 400 \cdot 900 \cdot \left( \frac{500}{1,15} \right) = 438,5KN$$

$$U_{s2} = 0,3 \cdot U_{s1} = 0,3 \cdot 438,5 = 131,49KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø25** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior als extrems de la biga cal disposar un 30% de l'armadura col·locada a la cara inferior al centre de la biga:

$$0,3 \cdot 710,5 = 213,15KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **2Ø20**.

A la cara inferior al centre de la biga la longitud de les barres és un 80% de la llum de la biga:

$$0,8 \cdot 12 = 9,6m$$

#### Armadura transversal

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L/2 = 8,526 \cdot 12/2 = 51,2T$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$\frac{300}{1,5} \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,40 \cdot 0,90 \cdot 10 = 240T > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{300}{1,5}} \cdot 0,40 \cdot 0,85 \cdot 10 = 24,04T$$

Com  $V_d > V_{cu}$  es disposa una armadura

$$U_\alpha = \frac{V_d - V_{cu}}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{51,2 - 24,04}{0,8 \cdot 0,9} \cdot 1000 = 37,67 T/ml = 376,7 KN/ml$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 8 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500MPa$$

$$U_{s08} = 21,9KN$$

$$U_\alpha = \frac{376,7 KN/ml}{21,9KN} \approx 18 \text{ rames/ml} = 9 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 10 cm i finalment l'armadura transversal són **cØ8/0,10**.

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació  $L/d$  siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot 10^2 = 1885mm^2$$

$$A_c = 400 \cdot 900 = 360000mm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 12/0,85 = 14,1 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que les bigues de 12 m de llum del forjat de planta de coberta tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 40x90cm$$

$$\text{recobriment: } r = 5cm$$

$$\text{cantell útil: } d = 85cm$$

**Biga tipus 2 del forjat de planta de coberta**

Característiques de la biga:

- Llum = 6 m
- Càrrega total majorada  $\rightarrow Q_d = 12,18 \text{ KN/m}^2 = 1,218 \text{ T/m}^2$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega de la biga considerada que és de 7 m.

$$q_d = 1,218 \text{ T/m}^2 \cdot 7\text{m} = 8,526 \text{ T/m}$$

No serà necessària la comprovació de fletxes quan la relació llum/cantell útil de l'element estudiat siga igual o inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Aquesta taula correspon a situacions normals d'ús en edificació i per a elements armats amb acer  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

$$d \leq L/14 = 6/14 \approx 0,45\text{m}$$

D'aquesta manera obtenim una biga amb dimensions de la secció  $b \cdot h = 40 \cdot 50\text{cm}$ .

**Armadura longitudinal als extrems de la biga**

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment a l'extrem de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 12 = 8,526 \cdot 6^2 / 12 = 25,58\text{Tm}$$

$$U_s = \left( \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \right) \cdot 1000 = \left( \frac{25,58}{0,8 \cdot 0,5} \right) \cdot 1000 = 63945\text{Kg} = 639,5\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **5Ø20**.

**Armadura longitudinal al centre de la biga**

Per tractar-se d'una biga biencastada el moment al centre de la biga és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 24 = 8,526 \cdot 6^2 / 24 = 12,79\text{Tm}$$

$$U_s = \left( \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \right) \cdot 1000 = \left( \frac{12,79}{0,8 \cdot 0,5} \right) \cdot 1000 = 31975\text{Kg} = 319,8\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **3Ø20**.

**Longituds de les barres**

A la cara superior als extrems de la biga la longitud de les barres és un terç de la llum de la biga:

$$1/3 \cdot L = 1/3 \cdot 6 = 2\text{m}$$

A la cara superior al centre de la biga la quantia geomètrica mínima és

$$U_{s1} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot 400 \cdot 500 \cdot \left( \frac{500}{1,15} \right) = 243\text{KN}$$

$$U_{s2} = 0,3 \cdot U_{s1} = 0,3 \cdot 243 = 73\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø20** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior als extrems de la biga cal disposar un 30% de l'armadura col·locada a la cara inferior al centre de la biga:

$$0,3 \cdot 319,8 = 95,94\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim 2Ø16. No obstant això, es disposaran **2Ø20** per poder allargar dues de les barres disposades als extrems de la cara superior de la biga.

A la cara inferior al centre de la biga la longitud de les barres és un 80% de la llum de la biga:

$$0,8 \cdot 6 = 4,8\text{m}$$

**Armadura transversal**

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L / 2 = 8,526 \cdot 6 / 2 = 25,58\text{T}$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot 1/3 \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$300/1,5 \cdot 1/3 \cdot 0,40 \cdot 0,50 \cdot 10 = 134\text{T} > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{300/1,5} \cdot 0,40 \cdot 0,45 \cdot 10 = 12,73\text{T}$$

Com  $V_d > V_{cu}$  es disposa una armadura

$$U_{\alpha} = \frac{V_d - V_{CU}}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{25,58 - 12,73}{0,8 \cdot 0,5} \cdot 1000 = 32,13 \text{ T/ml} = 321,3 \text{ KN/ml}$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 8 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$U_{S\emptyset 8} = 21,9 \text{ KN}$$

$$U_{\alpha} = \frac{321,3 \text{ KN/ml}}{21,9 \text{ KN}} \approx 16 \text{ rames/ml} = 8 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 10 cm i finalment l'armadura transversal són  $c\emptyset 8/0,10$ .

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació L/d siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 3 \cdot \pi \cdot 10^2 = 942 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 400 \cdot 500 = 200000 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 6/0,45 = 13,3 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que les bigues de 6 m de llum del forjat de planta de coberta tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 40 \times 50 \text{ cm}$$

$$\text{recobriment: } r = 5 \text{ cm}$$

$$\text{cantell útil: } d = 45 \text{ cm}$$

#### Nervi tipus del forjat de planta de coberta

Característiques del nervi:

$$- \text{ Llum} = 7 \text{ m}$$

$$- \text{ Càrrega total majorada} \rightarrow Q_d = 12,18 \text{ KN/m}^2 = 1,218 \text{ T/m}^2$$

Es passa la càrrega superficial a una càrrega lineal multiplicant per l'àmbit de càrrega del nervi considerat que és de 0,70 m.

$$q_d = 1,218 \text{ T/m}^2 \cdot 0,70 \text{ m} = 0,853 \text{ T/m}$$

Partim d'unes dimensions del nervi de  $b \cdot h = 20 \cdot 50 \text{ cm}$ .

#### Armadura longitudinal als extrems del nervi

Per tractar-se d'un nervi birecolzat el moment a l'extrem de la biga és nul. No obstant això, hem de tindre en compte la limitació mecànica mínima a tracció.

$$U_{s1} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot b \cdot h \cdot f_{yd} = \left( \frac{2,8}{1000} \right) \cdot 200 \cdot 500 \cdot \left( \frac{500}{1,15} \right) = 121,7 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim  $4\emptyset 10$ .

#### Armadura longitudinal al centre del nervi

Per tractar-se d'un nervi birecolzat el moment al centre del nervi és

$$M_d = q_d \cdot L^2 / 8 = 0,853 \cdot 7^2 / 8 = 5,22 \text{ Tm}$$

$$U_s = \left( \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \right) \cdot 1000 = \left( \frac{5,22}{0,8 \cdot 0,5} \right) \cdot 1000 = 13061 \text{ Kg} = 130,6 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim  $4\emptyset 10$ .

#### Longituds de les barres

Com a simplificació i per coherència hi haurà  $4\emptyset 10$  tant en la cara superior com en la inferior del nervi en tota la seua longitud.

#### Armadura transversal

El tallant de càlcul a considerar ve donat per la fórmula

$$V_d = q_d \cdot L / 2 = 0,853 \cdot 7 / 2 = 3,12 \text{ T}$$

Hi ha casos en què el tallant  $V_d$  és gran i la col·locació d'estreps no és suficient. Això ocorre quan

$$V_d > f_{cd} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot h \cdot 10$$

$$300 / 1,5 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,20 \cdot 0,50 \cdot 10 = 66,7 \text{ T} > V_d$$

Per tant és suficient amb la col·locació dels estreps.

Per obtenir l'armadura transversal necessària cal obtenir el tallant que resisteix la secció de formigó i comparar-lo amb el tallant sol·licitació.

$$V_{CU} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 0,5 \cdot \sqrt{300/1,5} \cdot 0,20 \cdot 0,45 \cdot 10 = 6,36T$$

Com  $V_d < V_{CU}$  es disposa una armadura

$$U_\alpha = 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 10000 = 0,02 \cdot \frac{300}{1,5} \cdot 0,2 \cdot 10000 = 8T/ml = 80KN/ml$$

Fixem el diàmetre de l'estrep en 6 mm. Per tant, tenim

$$f_{yk} = 500MPa$$

$$U_{S\emptyset 6} = 12,3KN$$

$$U_\alpha = \frac{80KN/ml}{12,3KN} \approx 8 \text{ rames/ml} = 4 \text{ estreps/ml}$$

Per tant, els estreps estaran disposats cada 25 cm i finalment l'armadura transversal són  $c\emptyset 6/0,25$ .

#### Comprovació de la fletxa

Segons l'article 50 de l'EHE no serà necessària la comprovació de la fletxa quan la relació L/d siga inferior als valors indicats en la taula 50.2.2.1.a. Primer hem de comprovar si la secció es considera fortament o dèbilment armada.

$$A_s = 4 \cdot \pi \cdot 5^2 = 314,2mm^2$$

$$A_c = 200 \cdot 500 = 100000mm^2$$

$$\rho = A_s/A_c \approx 0,5\% \rightarrow L/d \leq 20$$

$$L/d = 7/0,45 = 15,6 \leq 20$$

D'aquesta manera, i d'acord amb el citat article, no és necessària la comprovació de la fletxa.

La **conclusió** és que els nervis del forjat de planta de coberta tenen la següent geometria:

$$b \cdot h = 20 \times 50cm$$

$$\text{recobriments: } r = 5cm$$

$$\text{cantell útil: } d = 45cm$$

## 7.4. Predimensionat dels suports

### Suport tipus 1

Es comprova el pilar més desfavorable, que serà aquell amb un major àmbit de càrrega. Els pilars més desfavorables són els pilars de soterrani que suporten les bigues de 12 m, ja que en la resta de l'estructura les bigues són de 6m.

Suporta els forjats de planta baixa, el de planta primera i el de la planta de coberta i té una alçada de 3,90 m. L'àrea d'influència del pilar és de 63 m<sup>2</sup> en els tres forjats.

Càrregues superficials:

- Forjats de planta baixa i primera

$$Q_{PB+P1} = 2 \cdot (6,1 \cdot 1,35 + 3 \cdot 1,5) = 25,47KN/m^2$$

- Forjat de planta de coberta

$$Q_{PC} = 6,8 \cdot 1,35 + 2 \cdot 1,5 = 12,18KN/m^2$$

- Total càrrega superficial

$$Q_{dT} = 25,47 + 12,18 = 37,65KN/m^2$$

Passem les càrregues superficials a puntuals en multiplicar la càrrega total superficial per l'àrea d'influència del pilar.

$$N_d = 37,65KN/m^2 \cdot 63m^2 = 2372KN = 237,2T$$

Els pilars estan sotmesos a flexocompressió ja que almenys, tenen el moment flector a causa de l'excentricitat mínima.

$$e_{\min} = 2cm \text{ en les últimes plantes}$$

$$e_{\min} = 4cm \text{ en la resta de plantes}$$

El càlcul d'una secció a flexocompressió no és immediat i, per tant, quan el moment de càlcul  $M_d$  siga gran, no es podrà fer un número gros. Si  $M_d \leq N_d \cdot e_{\min}$  llavors, es podrà calcular el pilar suposant que està sotmés només a compressió.

$$M_d = \frac{N_d \cdot L}{20} = \frac{237,2 \cdot 3,90}{20} = 46,25Tm = 462,5KNm$$

$$N_d \cdot e_{\min} = 237,2 \cdot 0,04 = 9,49Tm < M_d$$

Com  $M_d$  és gran, no es pot realitzar un càlcul simplificat suposant que el pilar està sotmés només a compressió.



## Dimensionat a flexocompressió

$e_0$  és el major de

$$\begin{cases} e_{cal} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{462,54}{2372} = 0,19m \\ e_0 = \begin{cases} \frac{2cm}{20} \\ \frac{40}{20} = 2cm \end{cases} \end{cases}$$

Per tant el valor de  $e_0 = 19cm$ .

Tot seguit hem d'obtenir els valors de  $\mu$  i  $\nu$  per poder entrar en els àbacs de flexió composta i així conèixer  $\omega$  i calcular la capacitat mecànica necessària.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2372 \cdot 0,19 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3}} = 0,39$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2372}{400 \cdot 400 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 10^{-3}} = 0,72$$

$$\omega = 1$$

$$U_S = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 1 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 0,9 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 2448KN$$

$$U_{S,cara} = \frac{U_S}{2} = \frac{2448}{2} = 1224KN$$

## Limitació geomètrica

D'acord amb la taula 6.3. de l'EHE en el cas de suports armats amb acer B-500, la capacitat mecànica total d'armadura ha de complir

$$U_{S,total} \geq \rho \cdot A_c \cdot f_{yd} = \frac{4}{1000} \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 10^{-3} = 278,3KN$$

$$U_{S,cara} = \frac{U_{S,total}}{2} \geq \frac{278,3}{2} = 139,1KN$$

## Limitacions mecàniques

Per estar en un cas de compressió composta, les capacitats mecàniques han de complir uns requisits mínims i màxims d'armadura.

- Capacitat mecànica mínima. En cada cara s'ha de verificar

$$U_{S,cara} = A_s \cdot f_{yd} = 0,05 \cdot N_d = 0,05 \cdot 2372 = 118,6KN$$

- Capacitat mecànica màxima. De la mateixa manera s'estableix una capacitat mecànica màxima d'armadura per a cada cara, donada per l'expressió

$$U_{S,cara} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Les raons per establir una quantia màxima venen imposades per les consideracions següents. Amb quanties molt altes d'armadura es generen problemes d'execució en

les zones de solapament i en els nusos. A més, les peces amb quanties molt altes són més sensibles a l'esgotament en cas d'incendi.

Com el suport és de secció constant en totes les seues plantes, la capacitat mecànica màxim és

$$U_{S,cara} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 1224KN$$

Vistes les limitacions que s'han de tenir en compte i la quantia obtinguda mitjançant els àbacs, la capacitat mecànica que al final prenem és

$$U_{S,cara} = 1224KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **7Ø20**.

## Suport tipus 2

Es comprova el pilar tipus de soterrani que suporta bigues de 6 m.

Suporta els forjats de planta baixa, el de planta primera i el de la planta de coberta i té una alçada de 3,90 m. L'àrea d'influència del pilar és de 42 m<sup>2</sup> en els tres forjats.

Càrregues superficials:

- Forjats de planta baixa i primera

$$Q_{PB+P1} = 2 \cdot (6,1 \cdot 1,35 + 3 \cdot 1,5) = 25,47 KN/m^2$$

- Forjat de planta de coberta

$$Q_{PC} = 6,8 \cdot 1,35 + 2 \cdot 1,5 = 12,18 KN/m^2$$

- Total càrrega superficial

$$Q_{dT} = 25,47 + 12,18 = 37,65 KN/m^2$$

Passem les càrregues superficials a puntuals en multiplicar la càrrega total superficial per l'àrea d'influència del pilar.

$$N_d = 37,65 KN/m^2 \cdot 42m^2 = 1581,3KN = 158,1T$$

Els pilars estan sotmesos a flexocompressió ja que almenys, tenen el moment flector a causa de l'excentricitat mínima.

$$e_{mín} = 2cm \text{ en les últimes plantes}$$

$$e_{mín} = 4cm \text{ en la resta de plantes}$$

El càlcul d'una secció a flexocompressió no és immediat i, per tant, quan el moment de càlcul  $M_d$  siga gran, no es podrà fer un número gros. Si  $M_d \leq N_d \cdot e_{mín}$  llavors, es podrà calcular el pilar suposant que està sotmés només a compressió.

$$M_d = \frac{N_d \cdot L}{20} = \frac{158,1 \cdot 3,90}{20} = 30,84 Tm = 308,4 KNm$$

$$N_d \cdot e_{\min} = 158,1 \cdot 0,04 = 6,32 Tm < M_d$$

Com  $M_d$  és gran, no es pot realitzar un càlcul simplificat suposant que el pilar està sotmés només a compressió.

#### Dimensionat a flexocompressió

$e_0$  és el major de

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{cal} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{308,4}{1581,3} = 0,2m \\ e_0 = \left\{ \begin{array}{l} 2cm \\ \frac{h}{20} = \frac{40}{20} = 2cm \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Per tant el valor de  $e_0 = 20cm$ .

Tot seguit hem d'obtenir els valors de  $\mu$  i  $\nu$  per poder entrar en els àbacs de flexió composta i així conèixer  $\omega$  i calcular la capacitat mecànica necessària.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1581,3 \cdot 0,20 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3}} = 0,32$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1581,3}{400 \cdot 400 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 10^{-3}} = 0,65$$

$$\omega = 0,70$$

$$U_S = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,70 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 0,9 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 1713,6 KN$$

$$U_{S,cara} = \frac{U_S}{2} = \frac{1713,6}{2} = 856,8 KN$$

#### Limitació geomètrica

D'acord amb la taula 6.3. de l'EHE en el cas de suports armats amb acer B-500, la capacitat mecànica total d'armadura ha de complir

$$U_{S,total} \geq \rho \cdot A_c \cdot f_{yd} = \frac{4}{1000} \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 10^{-3} = 278,3 KN$$

$$U_{S,cara} = \frac{U_{S,total}}{2} \geq \frac{278,3}{2} = 139,1 KN$$

#### Limitacions mecàniques

Per estar en un cas de compressió composta, les capacitats mecàniques han de complir uns requisits mínims i màxims d'armadura.

- Capacitat mecànica mínima. En cada cara s'ha de verificar

$$U_{S,cara} = A_S \cdot f_{yd} = 0,05 \cdot N_d = 0,05 \cdot 1581,3 = 79,07 KN$$

- Capacitat mecànica màxima. De la mateixa manera s'estableix una capacitat mecànica màxima d'armadura per a cada cara, donada per l'expressió

$$U_{S,cara} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Les raons per establir una quantia màxima venen imposades per les consideracions següents. Amb quanties molt altes d'armadura es generen problemes d'execució en les zones de solapament i en els nusos. A més, les peces amb quanties molt altes són més sensibles a l'esgotament en cas d'incendi.

Com el suport és de secció constant en totes les seues plantes, la capacitat mecànica màxim és

$$U_{S,cara} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 1224 KN$$

Vistes les limitacions que s'han de tenir en compte i la quantia obtinguda mitjançant els àbacs, la capacitat mecànica que al final prenem és

$$U_{S,cara} = 856,8 KN$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **7Ø20**.

## 7.5. Predimensionat de les sabates

### Sabata tipus 1

A continuació es calcula la sabata més desfavorable de la fonamentació de l'edifici que és la que correspon a sustentació del pilar tipus 1 que suporta les bigues de 12 m de llum. A més, la capa de terreny argilós semidur és acceptable per a fonamentar.

#### Dades necessàries

- Axil de càlcul ( $N_d$ ):  $N_d = 237,2T$
- Tensió admissible del terreny:  $\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ Kg/cm}^2$
- Diàmetre de l'armadura longitudinal del pilar:  $\emptyset = 20\text{mm}$
- Dimensions del pilar:  $b \cdot h = 40 \times 40\text{cm}$

#### Àrea de la sabata

$$A = a^2 = \frac{N_d}{\sigma_{adm}} \cdot \frac{1}{10} = \frac{237,2}{2} \cdot \frac{1}{10} = 11,86\text{m}^2$$

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{11,86} = 3,44\text{m} \approx 3,5\text{m}$$

#### Cantell de la sabata

Per què la sabata es pugui considerar rígida el seu vol ha de ser menor que el doble que el cantell:  $v \leq 2 \cdot h$

$$v = \frac{a-l}{2} = \frac{3,5-0,40}{2} = 1,55\text{m}$$

$$h = \frac{a-l}{4} = \frac{3,5-0,40}{4} = 77,5\text{cm} \approx 80\text{cm} < v$$

A més, per garantir l'ancoratge de l'armadura del pilar s'ha de comprovar que

$$h > 10 \cdot \emptyset^2 + 10$$

$$h > 10 \cdot 1^2 + 10 = 20\text{cm}$$

#### Armadura de la sabata

- Moment de càlcul per metre lineal ( $M_d$ ):

$$M_d = 1,5 \cdot \sigma_{adm} \cdot \frac{a^2}{8} \cdot 10 = 1,5 \cdot 2 \cdot \frac{3,5^2}{8} \cdot 10 = 45,94 \text{ Tm/ml}$$

- Armadura per metre lineal ( $U_s$ ):

$$U_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{45,94}{0,8 \cdot 0,8} \cdot 1000 = 71781 \text{ Kg/ml} = 717,8 \text{ KN/ml}$$

- Armadura total és l'armadura per metre lineal multiplicada pel costat de la sabata

$$U_{s,total} = 717,8 \cdot 3,5 = 2512,3\text{KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim **19Ø20**.

L'armadura es disposarà en el parament inferior en ambdues direccions i amb patilla. No és necessari disposar armadura en el parament superior per tractar-se d'una sabata rígida.

La **conclusió** és que les sabates dels pilars que suporten les bigues de 12 m tenen la següent geometria:

$$a \cdot a = 3,50 \times 3,50\text{m}$$

$$\text{cantell: } h = 80\text{cm}$$

### Sabata tipus 2

A continuació es calcula la sabata tipus de la fonamentació de l'edifici que és la que correspon a sustentació dels pilars tipus 2 que suporten les bigues de 6 m de llum. A més, la capa de terreny argilós semidur és acceptable per a fonamentar.

#### Dades necessàries

- Axil de càlcul ( $N_d$ ):  $N_d = 158,1T$
- Tensió admissible del terreny:  $\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2 = 2 \text{ Kg/cm}^2$
- Diàmetre de l'armadura longitudinal del pilar:  $\emptyset = 20\text{mm}$
- Dimensions del pilar:  $b \cdot h = 40 \times 40\text{cm}$

#### Àrea de la sabata

$$A = a^2 = \frac{N_d}{\sigma_{adm}} \cdot \frac{1}{10} = \frac{158,1}{2} \cdot \frac{1}{10} = 7,91\text{m}^2$$

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{7,91} = 2,81\text{m} \approx 3\text{m}$$

#### Cantell de la sabata

Per què la sabata es pugui considerar rígida el seu vol ha de ser menor que el doble que el cantell:  $v \leq 2 \cdot h$

$$v = \frac{a-l}{2} = \frac{3-0,40}{2} = 1,30\text{m}$$

$$h = \frac{a-l}{4} = \frac{300-40}{4} = 65\text{cm} \approx 70\text{cm} < v$$

A més, per garantir l'ancoratge de l'armadura del pilar s'ha de comprovar que

$$h > 10 \cdot \phi^2 + 10$$

$$h > 10 \cdot 1^2 + 10 = 20\text{cm}$$

#### Armadura de la sabata

- Moment de càlcul per metre lineal ( $M_d$ ):

$$M_d = 1,5 \cdot \sigma_{adm} \cdot \frac{a^2}{8} \cdot 10 = 1,5 \cdot 2 \cdot \frac{3^2}{8} \cdot 10 = 33,75 \text{ Tm/ml}$$

- Armadura per metre lineal ( $U_s$ ):

$$U_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot h} \cdot 1000 = \frac{33,75}{0,8 \cdot 0,7} \cdot 1000 = 60268 \text{ Kg/ml} = 602,7 \text{ KN/ml}$$

- Armadura total és l'armadura per metre lineal multiplicada pel costat de la sabata

$$U_{s,total} = 602,7 \cdot 3 = 1808 \text{ KN}$$

Entrem en la taula de capacitats mecàniques per a acer B-500 i obtenim  $14\phi 20$ .

L'armadura es disposarà en el parament inferior en ambdues direccions i amb patilla. No és necessari disposar armadura en el parament superior per tractar-se d'una sabata rígida.

La **conclusió** és que les sabates dels pilars que suporten les bigues de 12 m tenen la següent geometria:

$$a \cdot a = 3 \times 3 \text{ m}$$

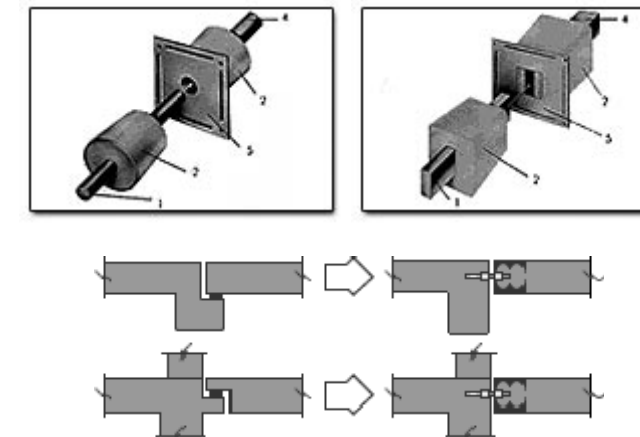
$$\text{cantell: } h = 70 \text{ cm}$$

#### 7.6. Juntes estructurals

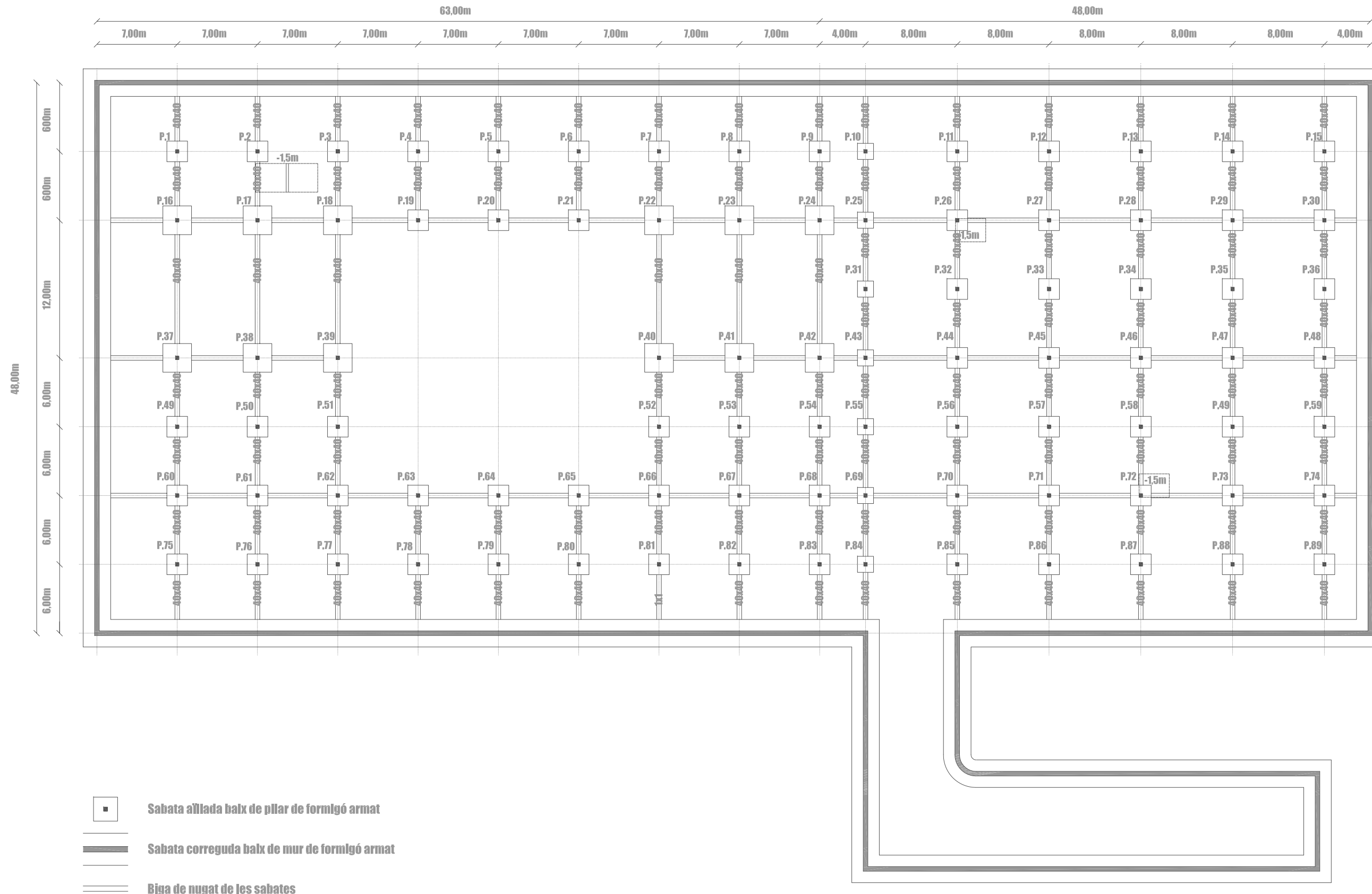
A causa de les dimensions de la Biblioteca, es disposen dues juntes de dilatació en l'edifici, ubicades com a màxim una distància de 40 m. Aquestes juntes de dilatació impedeixen la fisuració incontrolada i els danys resultants (no estanquitat, corrosió). Disposant una junta de dilatació, es pot reduir considerablement l'armadura mínima necessària per a limitar l'ample de les fissures en els forjats i murs on l'acurtament està impedit.

El sistema CRET és una solució revolucionària per a l'ancoratge de lloses i forjats a murs ja construïts, que permet càrregues més elevades que les solucions tradicionals i ofereix major comoditat i rapidesa en la seua instal·lació.

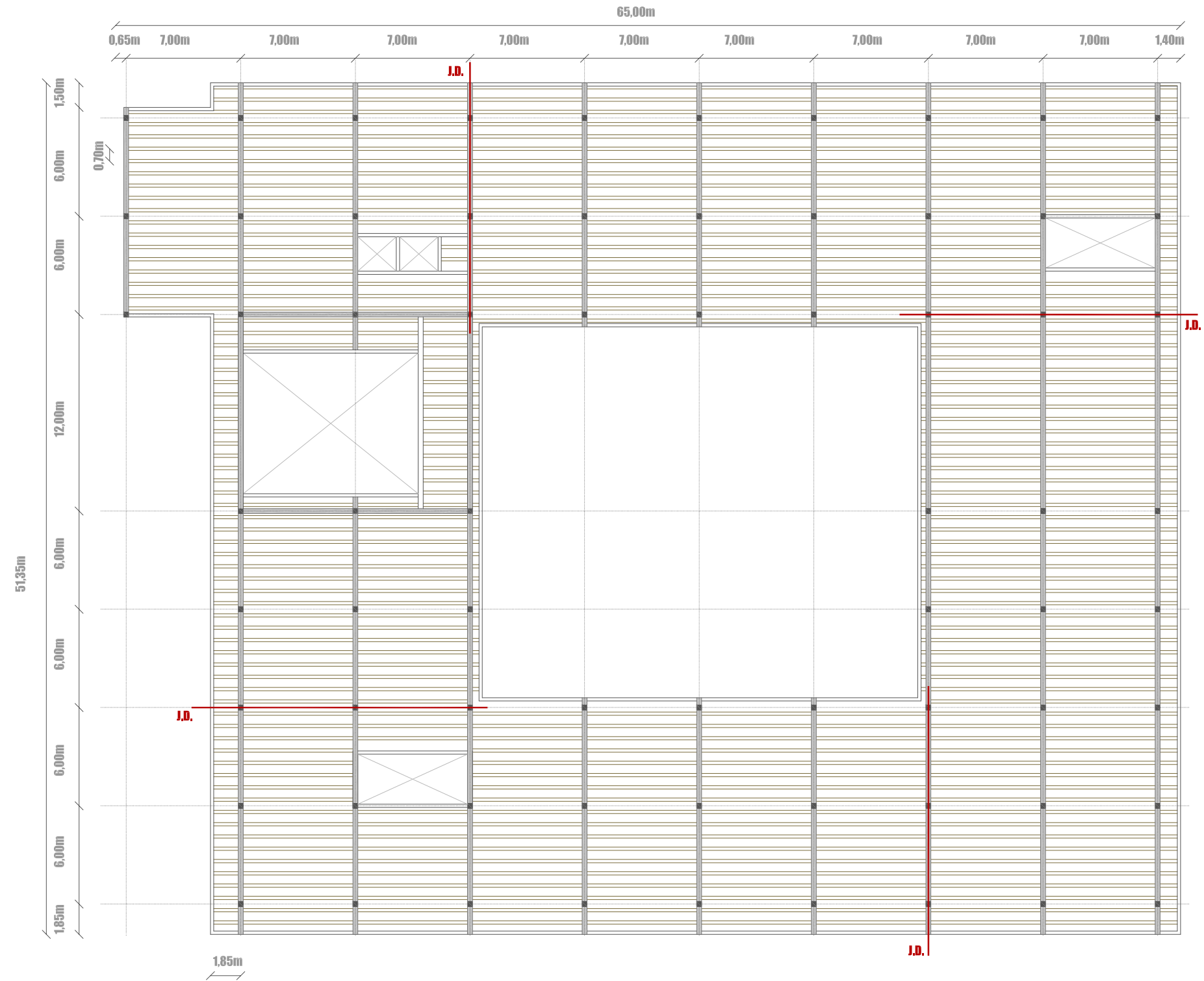
- Admet càrregues elevades per unitat d'ancoratge (molt major que amb perns tradicionals)
- Rapidesa en l'execució
- Anul·la les regates
- Permet recolzar el forjat sobre un mur ja constituït
- Fixació al mur amb resina epoxi
- Peça d'acer dòcil CrNiMo de gran durabilitat treballant en fred, amb resistències molt altes, inoxidable i amb gran resistència a la corrosió.







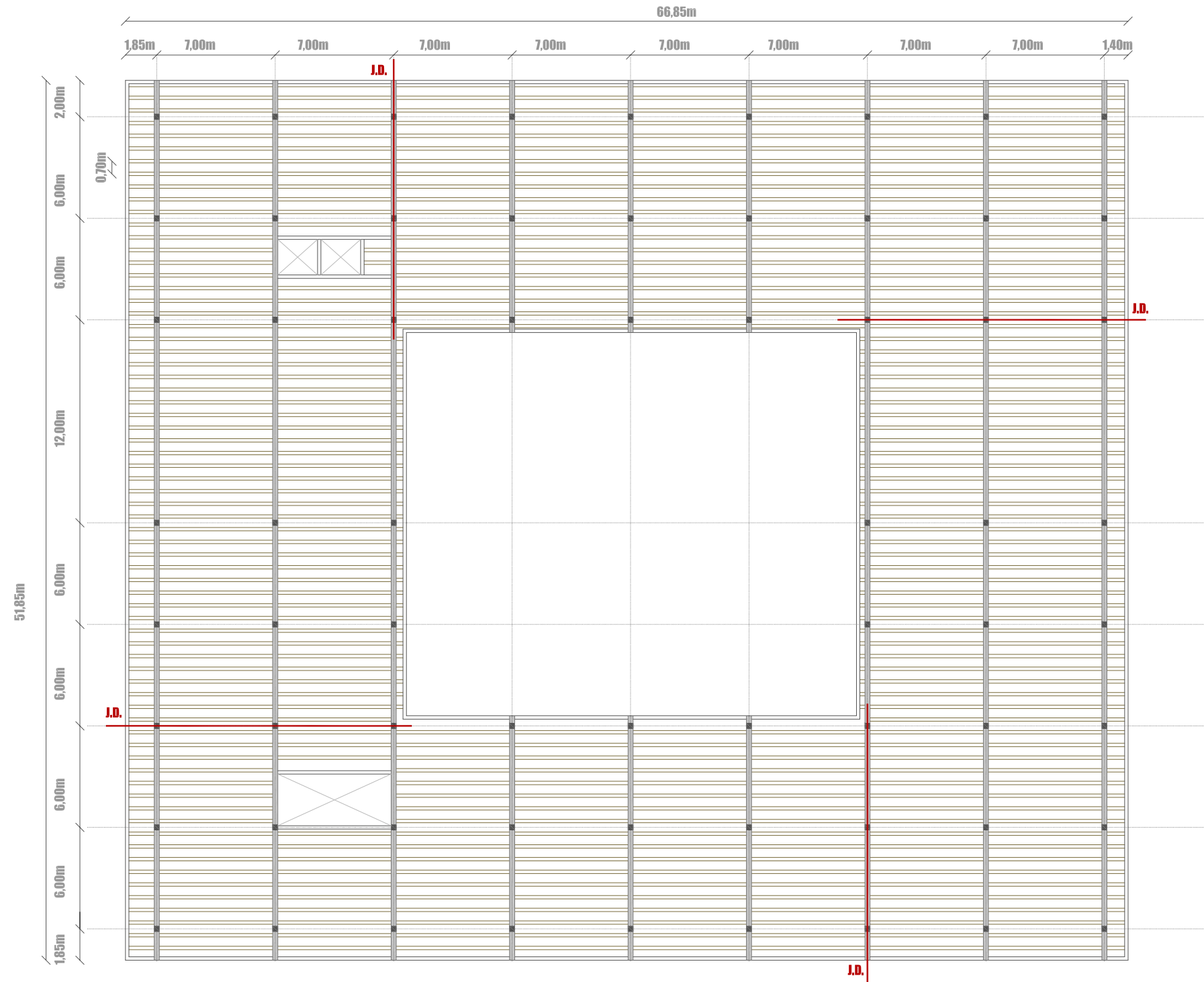
El connector de secció cilíndrica, quadrat o rectangular, està integrat a un dispositiu de suspensió de càrrega realitzat mitjançant una carcassa cònica amb caragols, la funció de la qual és augmentar la secció de transmissió d'esforços al formigó.









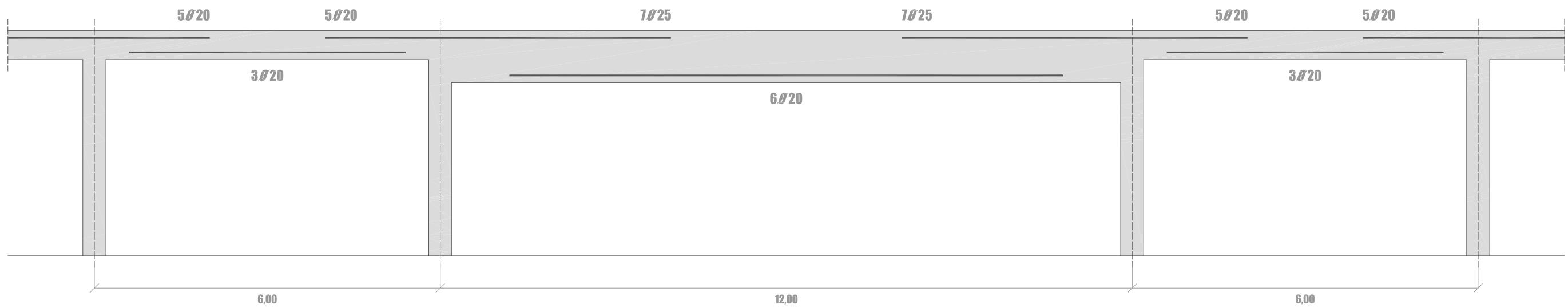


-  Biga de formigó armat
-  Pilar de formigó armat
-  Nervi *in situ* de formigó armat
-  Cèrcol de formigó armat



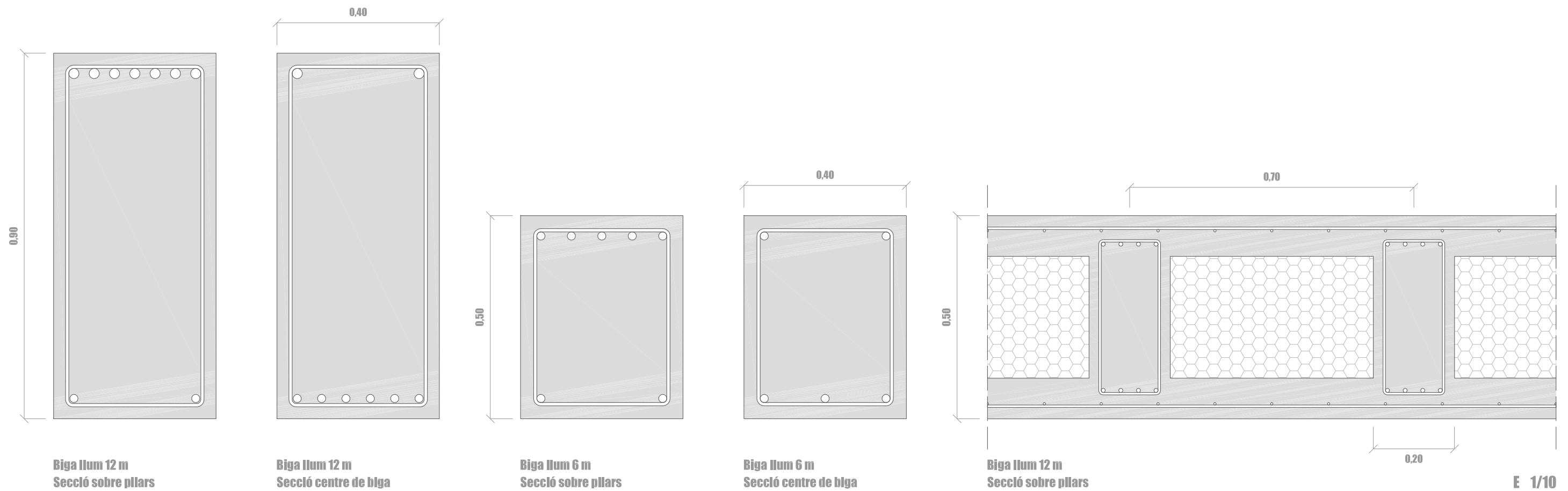
-  Biga de formigó armat
-  Pilar de formigó armat
-  Nervi *in situ* de formigó armat
-  Cèrcol de formigó armat





Esquema de l'armadura a tracçó

E 1/75



E 1/10