



EPS

Escola Politècnica

Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Industrial. Pla 2002

Títol: Projecte d'un pavelló poliesportiu amb coberta de fusta

Document: 1.- Memòria. Memòria Descriptiva

Alumne: Àlvar Romero Parés

Director/Tutor: Dr. Francesc Xavier Cahis i Carola

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Enginyeria de La Construcció

Convocatòria: Setembre/2015

ÍNDEX

1. – Introducció	3
1.1. – Antecedents	3
1.2. – Objecte	3
1.3. – Especificacions i Abast	3
2. – Emplaçament	5
3. – Descripció general	6
4. – Distribució en planta i logística	7
4.1. – Espais perifèrics	7
4.2. – Zones de circulació d'espectadors	9
4.3. – Espais per a personal esportiu	10
4.4. – Espais per a premsa i autoritats	11
4.5. – Espais per a personal auxiliar del recinte	12
5. – Estructura	15
5.1. – Coberta	16
5.2. – Pilars	20
5.3. – Graderies	22
5.4. – Llosa	24
5.5. – Altell	24
5.6. – Paviments	25
5.7. – Envans	25
5.8. – Panells de tancament	26
6. – Resum del pressupost	27
7. – Conclusions	28
8. – Relació de documents	29
9. – Bibliografia	30

1. – Introducció

1.1. – Antecedents

El projecte de la construcció d'un pavelló esportiu a la localitat de Bordils esdevé a partir de la situació esportiva del seu equip d'handbol. El recent ascens a les categories d'elit en aquest esport implica un augment de la capacitat d'espectadors del seu complex esportiu, tant per l'acolliment i la promoció de l'handbol en la localitat, i la província en general, com per els requisits tècnics i econòmics de la federació espanyola d'handbol per als equips presents a les categories professionals.

Actualment al municipi de Bordils ja existeix un pavelló destinat al seu club d'handbol, a més d'un pavelló poliesportiu municipal, però el seu aforament no és suficient per a acollir un equip d'elit. Així que el pavelló ja existent serà destinat a les bases del club i el nou projecte de pavelló es destinarà única i exclusivament al primer equip.

1.2. – Objecte

L'objectiu d'aquest projecte és la construcció d'un pavelló d'esports incloent la fusta com a material en alguns elements constructius, adequat a les circumstàncies de competició professional en l'handbol. Els requisits establerts per la federació afecten a les instal·lacions esportives i en l'aforament.

1.3. – Especificacions i Abast

El present projecte ha de complir les especificacions establertes per la federació espanyola d'handbol per a competicions nacionals, sense intenció d'acollir partits de gran interès nacional i/o internacional com són partits finals de competicions, on els requisits són més exigents.

El pavelló té també un interès estètic i ecològic en quant al material constructiu, doncs pretén impulsar la importància de la fusta en la construcció d'obres públiques. Donades les propietats característiques del material, la fusta serà utilitzada en elements portants que treballin a flexió, mentre que en altres elements on la compressió és l'esforç principal s'utilitzarà el formigó.

Per tant, es conclou que el material de fusta serà destinat a elements de coberta mentre que per als altres elements s'utilitzarà formigó prefabricat o, en algun cas, formigó armat fabricat in situ.

El projecte es centra en el càlcul i dimensionament del conjunt estructural del pavelló i en el disseny de la seva distribució d'espais, no disposa d'estudi geotècnic ni d'instal·lacions de l'obra. Això permet la possibilitat d'ampliar el projecte per a la seva realització.

2. – Emplaçament

L'obra està ubicada al carrer pavelló S/N, en el complex esportiu on es situa l'actual pavelló a la localitat de Bordils, de codi postal 17462, a la província de Girona.

La zona disposa d'un espai molt ampli envoltat de camps de conreu. A la vora hi ha un camp de futbol de terra d'accés públic el qual presenta la possibilitat d'asfaltar-se per tal d'ampliar la zona d'aparcament en una situació futura.

El terreny és un camp de conreu privat que ha estat comprat per l'ajuntament. La seva superfície és de 19.835,59 m² amb un perímetre de 686,62 m, dels quals 4.943,94 m² seran destinats a la obra, mentre que la superfície restant es destina a espais adjacents, accessos d'espectadors i aparcaments de vehicles.

La situació és una zona rural perifèrica al poble amb un ràpid i fàcil accés des de la carretera, únicament s'hi accedeix des d'una única via poc transitada. La següent figura 2.1 mostra la ubicació del pavelló en el seu context.



Figura 2. 1 – Situació del pavelló en el mapa i ruta d'accés des de carretera nacional.

3. – Descripció general

El pavelló d'aquest projecte és una instal·lació esportiva destinada, bàsicament, a l'ús d'un sol esport de categoria d'elit. La seva classificació en la ordenança del consell català d'esports correspon a un pavelló omnisports en la xarxa d'instal·lacions d'interès nacional.

Es distribueix en uns espais perifèrics de fluència de vehicles, aparcaments i entrada selectiva de les personalitats. L'obra, en canvi, disposa d'una planta baixa on s'hi ubiquen totes les infraestructures útils del pavelló, i una planta superior destinada a la distribució d'espectadors al llarg de les grades. Finalment, també disposa d'un altell per a la ubicació dels comentaristes. Vegem a la figura 3.1 la distribució d'espais de la planta baixa.

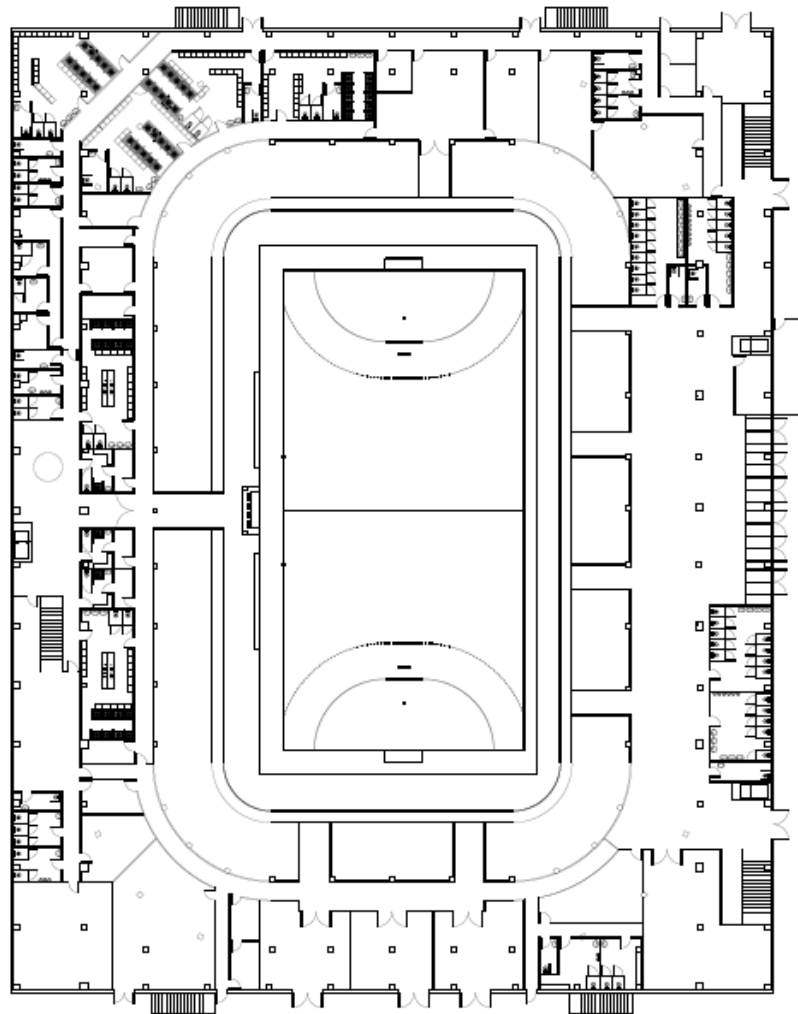


Figura 3. 1 – Vista en planta de la distribució de la planta baixa.

4. – Distribució en planta i logística

En el present capítol es detalla la distribució d'espais i la logística del recinte.

4.1. – Espais perifèrics

La superfície total del solà destinat a l'obra, tal com s'ha especificat al capítol 1, és de 19.835,59 metres quadrats. D'aquests, 4.943,94 són ocupats per la infraestructura. La perifèria del recinte estarà asfaltada i destinada a la zona d'aparcaments i accés al pavelló.

El pavelló té portes d'entrada a les quatre façanes que l'envolten, però les entrades principals es situen a la façana est, la qual és l'entrada dels espectadors, i a la façana oest, entrada que correspon a entitats i esportistes. Corresponent a l'accés dels espectadors, la part est del terreny es destina a una zona d'aparcaments per al públic, on hi ha un total de 308 places d'aparcament convencionals i 7 places destinades a minusvàlids, amb una superfície total de 6.775,67 metres quadrats.

Davant les portes principals, es voreja l'aparcament amb pilones per a evitar l'entrada de cotxes a la zona d'accés al públic. Aquesta és una àmplia esplanada per a possibles aglomeracions davant les portes d'entrada on s'hi situaran alguns comerços portables i les taquilles exteriors.

L'accés al complex esportiu es du a terme per una extensió del carrer pavelló que voreja el recinte i arriba fins la zona d'aparcament d'autoritats i busos de clubs esportius. El carrer està asfaltat, amb un carril per a cada sentit. Per la banda dreta del carrer es pot accedir als aparcaments públics.

La part oest del pavelló es destina a l'accés d'esportistes i personal de la federació per una part, i premsa i autoritats per l'altra. Seguint l'extensió del carrer pavelló, s'accedeix a la zona d'aparcament de premsa i autoritats, la qual té 19 places reservades per a personal de premsa i telecomunicacions, i 15 places destinades a les autoritats, però no reservades. Adjacent a la zona de premsa, més al nord, es troba l'aparcament i accés de jugadors. Aquest accés estarà ballat i amb un control d'entrada per a personal autoritzat. Destinarà 6 places per a aparcament d'autocars i 17 places per a vehicles autoritzats propis de personal de la federació, a més també comptarà amb un ampli espai per a maniobres dels autocars.

La zona nord del terreny es destina a l'aparcament i accés del personal auxiliar del recinte, tals com treballadors d'oficina, personal de neteja, seguretat, etc. S'hi accedeix per la zona d'aparcament del públic, amb unes pilones mòbils que permetran el pas a vehicles autoritzats. Aquesta zona també serà emprada per camions en requeriment de càrregues o descàrregues al magatzem exterior, situat a la façana nord.

Finalment, la zona sud és una via de pas per a accedir a les zones de premsa i de jugadors, tot i que també permetrà l'accés a camions en necessitat d'accedir a magatzems esportius grans o magatzems de material per a espectacles situats a la façana sud.

Cal esmentar també que a la cantonada sud-est del recinte es destina un espai de 245 metres quadrats per a ambulàncies o altres vehicles d'emergències.

La figura 4.1 mostra una vista en planta dels espais perifèrics i l'emplaçament.

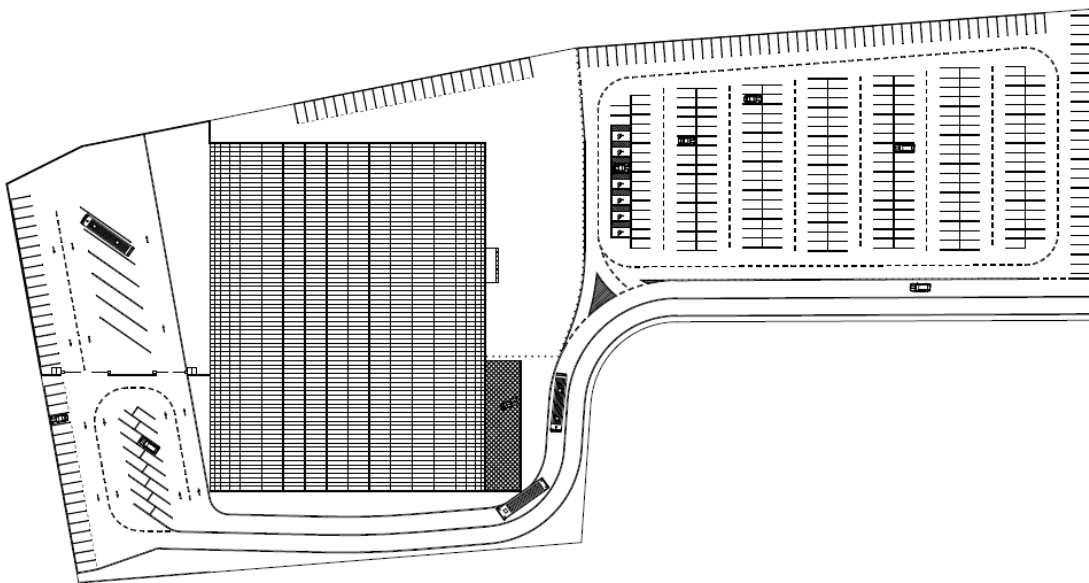


Figura 4. 1 – Vista en planta dels espais perifèrics.

4.2. – Zones de circulació d'espectadors

El pavelló disposa d'un total de 3062 seients, dels quals 2974 estan destinats al públic genèric, 16 a espectadors amb mobilitat reduïda i 72 a la llotja.

L'entrada principal per a espectadors, tal com s'ha comentat anteriorment, es situa a la façana est. Les portes d'accés tenen una amplada total de 16 metres, són portes de vidre reforçades d'obertura manual les quals es mantindran obertes durant les exhibicions. Junt a l'accés d'entrada, hi ha la zona de control per a verificar l'accés mitjançant portes d'obertura automàtica amb lectura per infraroigs del codi de barres del tiquet d'entrada.

Els espectadors, en passar el control d'entrada, es situen a un vestíbul de 514,35 metres quadrats el qual disposa d'un guarda-robes a mà dreta, de 15,4 metres quadrats amb un operari responsable, un espai reservat per a bar-restaurant a l'extrem esquerre, de 98,6 metres quadrats i dos serveis públics, un a cada banda. Els serveis de la dreta disposen de dos banys per a persones de mobilitat reduïda, amb entrada independent de 4,89 metres quadrats cada un, uns serveis per a dones de 35,6 metres quadrats amb 9 cabines de vàter i 7 lavabos, i uns serveis per a homes de 27,2 metres quadrats amb 5 cabines de vàter, 9 urinaris i 5 lavabos. Els serveis de l'esquerra complementen els primer i disposen, novament, d'un bany per a minusvàlids de 8,5 metres quadrats, uns serveis per a dones de 35,15 metres quadrats amb 9 cabines de vàter i 4 lavabos, i uns serveis per a homes de 28,45 metres quadrats amb 5 cabines, 6 urinaris i 6 lavabos.

El vestíbul disposa de 4 entrades de dos metres d'amplada directes a les grades des de la planta 0, les quals tenen un accés als dotze seients per a persones de mobilitat reduïda que es troben a la primera fila de la graderia. Per a pujar a la planta superior del pavelló i així tenir accés a les grades des de dalt, hi ha dos escales rectes a cada extrem del vestíbul de 1,8 metres d'amplada mínima i una alçada de 6,3 metres. Les escales estan dividides en tres trams d'anada i tornada de 2,1 metres d'alçada cada un, compostos per 12 esglaons de 17,5 centímetres de contrapetja i 30 centímetres de petja. A cada banda de l'escala hi ha una barana amb dos passamans, el primer a una alçada de 70 centímetres i el segon a 1 metre. La tercera alternativa per a accedir a les grades són els dos ascensors de què disposa el vestíbul, els quals permeten l'accés a persones de mobilitat reduïda a la planta superior. Els ascensors compleixen les mesures exigides per la normativa.

Tots els accessos a les graderies es troben a la meitat est del pavelló. Per tal d'accedir a la meitat oest, aquesta es comunica amb passos de 3 metres als extrems nord i sud de la planta superior, per la llosa que rodeja dels grades.

Les grades es divideixen en dotze fileres de 15 seients com a màxim en els trams rectes i 18 en la fila més nombrosa dels trams corbats. Els seients són de 50 centímetres d'amplada i 40 de profunditat, a una alçada de 45 i el respall de l'esquena és de 30 centímetres. Cada grada té una profunditat de 90 centímetres i una alçada de 52,5 que, amb el total de 12 fileres, l'alçada total de les grades és de 6,3 metres.

Per a facilitar el pas d'espectadors, cada 15 seients amb un màxim de 180 espectadors, hi ha un pas escalonat de 2,5 metres d'amplada per a accedir a les grades, i es situa una barana al mig del pas escalonat. Tant els esglaons com les baranes tenen les mateixes mides que els de les escales d'accés a la planta superior.

Es separa la zona d'espectadors amb el terreny de joc mitjançant una barana separadora de 70 centímetres d'alçada que voreja la pista, que també serà utilitzada per patrocinadors per a publicar anuncis.

Al lateral d'orientació est, a la part superior de les grades, s'hi situen 4 seients més per a persones de mobilitat reduïda. Aquests seients, juntament amb els de la primera fila, són de 50 centímetres d'amplada, amb una separació d'un metre entre cada un d'ells i un espai frontal de 150 centímetres per a maniobres amb cadira de rodes.

4.3. – Espais per a personal esportiu

Els esportistes i personal relacionat amb l'activitat esportiva, ja siguin tècnics o responsables de la federació, tal com s'ha mencionat anteriorment, accediran per la façana oest per un accés restringit. Dins el recinte, entren en un vestíbul de 105,08 metres quadrats, amb una zona de recepció amb un operari responsable. Des d'allà, els jugadors tindran accés als vestidors, els àrbitres i personal de la federació tenen accés directe als vestidors d'àrbitres i les autoritats poden dirigir-se a la llotja. El pavelló disposa d'un total de sis vestidors, dos per a equips i quatre col·lectius. Els vestidors per a equips tenen accés des del vestíbul de forma directa. Són de 48,8 metres quadrats i amb un aforament de 17 jugadors, amb 8 dutxes, dos vàters, 3 lavabos i dos armaris col·lectius. Pròxims a vestidors per a equips,

també amb accés directe des del vestíbul i amb visió directa a la pista, hi ha tres vestidors per a àrbitres. Aquests disposen de despatxos per a redacció d'actes i reunions. Tenen capacitat per a 3 persones, de 15,22 metres quadrats el conjunt entre despatx i vestidor, amb un vàter, un lavabo i una dutxa.

Els quatre vestidors col·lectius es troben més allunyats del vestíbul. S'hi accedeix per un passadís de 1,5 metres amb una amplada mínima de 1,2 per obstaculitzacions amb els pilars. Aquests tenen superfícies de 58,72, 53,12, 54,42 i 54,05 metres quadrats amb capacitat per a 30 usuaris. Els vestidors per a equips, àrbitres i tres dels col·lectius es comuniquen amb un passadís per a calçat esportiu que porta directament a la pista. El quart vestidor es separa del passadís de calçat especial amb un recorregut de 15 metres per el passadís principal.

Pròxim als quatre vestidors col·lectius hi ha a disponibilitat dels usuaris un guarda-robes de 11,16 metres quadrats i un altre de 10,07, i al costat de cada un dels vestidors per a equips, també hi ha un guarda-robes col·lectiu de 10,58 metres quadrats.

El passadís de calçat especial comunica amb la pista directament mitjançant una obertura de 2,88 metres, amb un pilar que divideix el pas a 1,24 metres.

L'accés a la llotja es troba a la dreta del vestíbul, entrant a la zona mixta, per mitjà d'unes escales amb les mateixes característiques que les escales d'ús públic. La distribució de la llotja es detalla al següent apartat.

4.4. – Espais per a premsa i autoritats

Tal com s'ha comentat a l'apartat d'espais perifèrics, el personal de premsa i algunes autoritats o espectadors vips entraran per l'entrada de la façana oest amb prèvia identificació, independent a l'entrada de jugadors i entitats esportives.

Aquesta entrada dona a un vestíbul que també actuarà com a zona mixta en usos requerits, amb una superfície de 68,12 metres quadrats. El vestíbul comunica amb una sala de treball destinada a la premsa, de 28,3 metres quadrats, i la sala de premsa a l'extrem sud-oest, de 73,3 metres quadrats. A la dreta del vestíbul s'hi ubiquen els serveis, amb un bany per a

minusvàlids, uns serveis per a homes amb tres urinaris, dos cabines de vàter i un lavabo, i uns serveis per a dones amb tres cabines de vàter i un lavabo.

Des del vestíbul de la premsa i autoritats també es pot accedir a la llotja, on hi haurà alguns seients reservats per a personal de premsa i les cabines de telecomunicació i comentaristes. La comunicació amb la llotja es du a terme amb unes escales iguals que les esmentades amb l'ús públic.

La llotja té reservada la graderia central per la banda de canvis de jugadors i jutges de la federació. Disposa d'un total de 72 seients convencionals i 4 seients per a persones de discapacitat reduïda. Està envoltada per una barana amb vidre transparent de 70 centímetres d'alçada que la separa de la graderia del públic. Té accés directe a la pista, per unes portes al nivell de pista que comuniquen directament a la llotja per unes escales. La llotja disposa d'un altiplà davant els seients de les majors autoritats, amb una amplada de 1,8 metres, que es destina a l'entrega de trofeus a jugadors i personal tècnic.

La llotja reserva també una sala d'autoritats de 44,4 metres quadrats a la part alta de la grada, per on s'hi accedeix per les escales des del vestíbul. Les persones amb mobilitat reduïda disposen d'un ascensor per a accedir a la sala d'autoritats.

A la part alta de la llotja, en una plataforma de fusta de 5 per 2 metres juntament amb el pilar central, s'hi situaran una o dos càmeres de televisió de transmissió dels partits. A sobre de la sala d'autoritats, a l'alçada de 2,8 metres, hi ha un altell de formigó prefabricat amb sis sales de 3 per 3 metres destinades als comentaristes, amb visió directa a la pista i sense obstacles. Unes escales metàl·liques de 1,2 metres d'amplada donen accés a l'altell, i un passadís de 3 metres distribueix el pas de comunicació entre sales.

4.5. – Espais per a personal auxiliar del recinte

El pavelló disposa de varis espais per a l'ús de personal relacionat amb les activitats de l'esport i l'espectacle tal com la gestió del recinte, el manteniment i la seguretat.

Des de la façana sud es podrà accedir al recinte per dos portes diferents, la primera comunica a la cantonada sud-est per on accediran el personal de seguretat, i la segona a la cantonada sud-oest prop de la zona de premsa i magatzems de manteniment, per on

entraran els serveis de neteja. La primera té accés directe amb la sala de seguretat i els seus vestidors. La sala té 38,6 metres quadrats, amb un vestidor per a homes amb capacitat per a 5 persones de 16,43 metres quadrats amb un vàter, un lavabo i dos urinaris, i un vestidor per a dones de 14,84 metres quadrats, per a 5 persones amb dos vàters i un lavabo. També disposa d'un bany per a minusvàlids. La porta de la zona oest dóna accés a les sales de premsa, però també als magatzems i tallers de manteniment, destinat a guardar-hi material d'aquest ús, i a la sala d'instal·lacions. El taller de manteniment té 9,31 metres quadrats de superfície i, adjacent a aquest, hi ha el quarto de les escombraries de 10,21 metres quadrats, amb comunicació directa als contenidors exteriors. La sala d'instal·lacions es destina a la ubicació i control de mecanismes propis d'instal·lació elèctrica i hidràulica, amb una superfície de 90,75 metres quadrats.

Un passadís de 1,5 metres d'amplada comunica les dos portes d'accés mencionades, juntament amb els vestíbuls de les façanes nord i sud, amb una porta d'accés únicament per a personal del recinte.

Encarat a la façana sud, també s'hi situen dos magatzems esportius grans, de 53 metres quadrats cada un, i un magatzem de material per a espectacles de 46 metres quadrats. Els tres magatzems tenen portes de 2,1 metres d'alçada i 2,4 metres d'amplada que donen a l'exterior, i tres portes més amb les mateixes dimensions que donen al passadís interior. El passadís, en els trams de davant les portes dels magatzems, augmenta la seva amplada a 2,4 metres per tal d'assegurar la maniobra de material esportiu de grans dimensions. Els dos magatzems esportius comunicaran amb un accés directe a la pista de 2,5 metres d'amplada.

En quant a la façana nord, també s'hi situen dos magatzems esportius. Un de gran de 55,68 metres quadrats i un de petit de 33. Cap dels dos magatzems tenen accés directe a l'exterior, però el gran comunica amb la pista per una entrada de 2,5 metres d'amplada.

A l'extrem nord-est del recinte hi ha una porta d'entrada, pròxima a la zona d'aparcament reservat per als treballadors, per on entraran el personal de neteja, manteniment i d'oficines. Adjacent a aquesta entrada s'hi situen taller de manteniment nord de 8 metres quadrats amb el seu quarto d'escombraries de 8,15 metres quadrats, el qual comunica amb els contenidors exteriors. Al costat s'hi situen les oficines de gestió del recinte, de 58,6 metres quadrats i la sala de reunions de 38 metres quadrats. Els empleats també disposen de serveis molt pròxims a les oficines, els serveis per a homes, de 7,5 metres quadrats, disposa

de dos vàters, tres urinaris i un lavabo, i els serveis per a dones, de les mateixes dimensions, disposa també de dos vàters i un lavabo. També hi ha un bany per a minusvàlids amb cabina pròpia.

A la cantonada nord-est s'hi situa el magatzem exterior, amb una porta de 2,4 metres d'amplada i 2,1 d'alçada, amb comunicació directa per a càrrega o descàrrega de camions tal com s'ha especificat a l'apartat d'espais perifèrics. Aquest magatzem té una dimensió de 36,22 metres quadrats.

Un passadís de 1,5 metres d'amplada, amb els seus mínims de 1,2 metres, comunica els dos vestíbuls i tots els vestidors, des del seu accés exterior, així com les oficines i magatzems.

Finalment, el recinte disposa d'una infermeria de 18 metres quadrats, amb accés directe des de la pista i el passadís que dona al vestíbul de jugadors i equips tècnics, una sala de control antidòping de 48,6 metres quadrats amb tres sales aïllades per a prendre les mostres, una sala d'espera i una sala de treball. Adjacent a la sala de mostres hi ha els serveis per al personal d'infermeria, amb uns serveis per a homes de 8 metres quadrats amb dos vàters, tres urinaris i un lavabo, uns serveis per a dones de les mateixes dimensions també amb dos vàters i un lavabo, i un bany per a minusvàlids.

5. – Estructura

L'estructura del pavelló es compon per pòrtics amb jàsseres de fusta i pilars de formigó armat. És una coberta de grans dimensions, amb un sistema de pilars que permet reduir la llum de les jàsseres fins a 9 metres. La figura 5.1 mostra una vista en alçat del pòrtic, i la figura 5.2 mostra una visió del conjunt estructural.

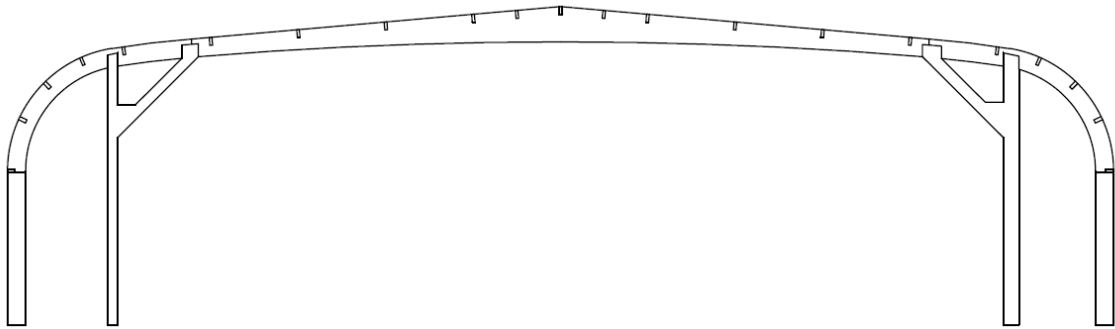


Figura 5. 1 – Alçat del pòrtic del pavelló, mostrant pilars i jàssera.

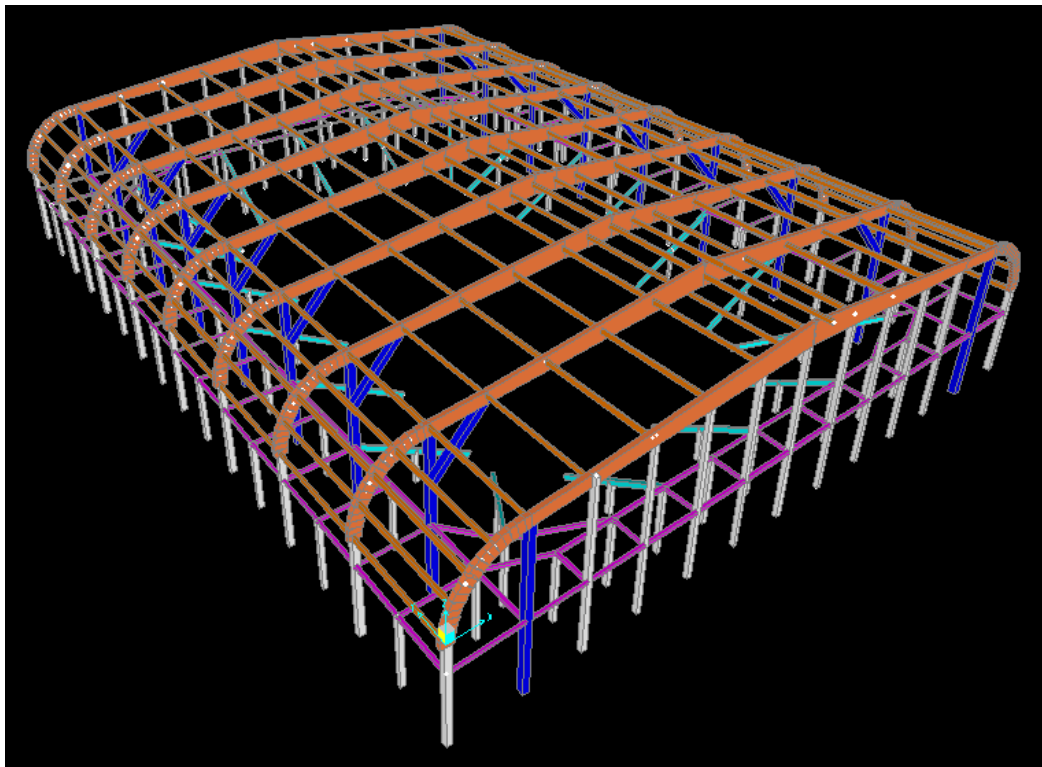


Figura 5. 2 – Visió global del conjunt estructural, estructura modelitzada amb SAP2000.

5.1. – Coberta

La coberta del pavelló és íntegrament de fusta, des dels panells de coberta fins a les jàsseres. La coberta acaba en forma corbada en els extrems i la seva amplitud total és de 63 metres. Com bé s'ha comentat, es tracta de pòrtics amb sistemes de jàssera triangular, biguetes i panells de coberta de fusta.

Els panells de coberta són panells sandwich prefabricats, amb làmines de fusta d'abet d'alt valor estètic a les capes exteriors i un revestiment aïllant interior de poliestirè expandit, el qual és un material autoextingible al foc. Disposa de làmines d'acer a la part superior que garanteixen l'estanqueïtat i eviten l'entrada d'aigua. Són de 5 metres de longitud, 1 metre d'amplada i 12 centímetres d'espessor, amb un pes de 28,73 kg/m². Cada bigueta sosté 9,1 panells amb les vetes en direcció perpendicular. Els panells s'uneixen entre ells mitjançant un mecanisme d'encaix segons la seva geometria, amb uns coronaments d'acer cargolats que uneixen les xapes evitant l'entrada d'aigua, i aquests s'uneixen amb perns a les biguetes segons procediment especificat pel fabricant. La figura 5.3 mostra una imatge dels panells.



Figura 5. 3 – Panells de coberta amb acabat d'abet

Les biguetes són de fusta laminada encolada homogènia de classe resistent GL32h, amb làmines de 45 mil·límetres de gruix i 150 d'amplada, algunes amb làmines del mateix gruix i 200 mil·límetres d'amplada i, finalment, una tercera tipologia amb làmines de 40 mil·límetres i 120 d'amplada, enganxades per unió microdentada. Considerant una impermeabilitat dels panells de coberta, provocant que la humitat absoluta a les biguetes no superi el 12%, aquestes es troben en risc de classe 1 i, per tant, no és necessari un tractament contra agents biòtics. El propi fabricant dels elements estructurals detallarà mètodes de manteniment de les peces. S'aplicaran adhesius fenòlics i aminoplàstics del tipus 1 amb els seus corresponents assajos d'adherència, i l'espècie de fusta emprada serà tal que correspongui amb la classe resistent GL32h segons fabricant, com per exemple, fusta

frondosa com l'avet, molt comú en la construcció, el pi o el roure. La coberta disposa de tres tipus de biguetes diferents. Les primeres tenen una secció de 120 mil·límetres d'amplada per 320 d'alçada, amb un total de 8 làmines. La longitud és de 10 metres, amb un pes de 169 quilograms cada bigueta i un volum de 0,384 metres cúbics. Aquestes es situen al llarg de la jàssera amb un intereix de 2,5 metres. Les segones biguetes tenen una secció de 150 mil·límetres d'amplada per 450 d'alçada, de 0.675 metres cúbics i 297 quilograms de massa. Aquestes es situen sobre la biga corba, on els esforços són majors degut a una càrrega de vent variada i una inclinació creixent. Les últimes biguetes tenen una secció de 200 mil·límetres d'amplada i la mateixa alçada que les anteriors. El seu pes és de 396 quilograms i el volum és de 0,9 metres cúbics. Aquestes es recolzen sobre el tirant que forma la biga corba i corresponen a les primeres, segones i terceres biguetes situades als punts més exteriors. Al llarg de la biga corba, les inclinacions de les biguetes varien i és per això que les biguetes més inclinades augmenten de secció, degut als moments flectors que apareixen amb la inclinació. Les biguetes tenen una inclinació, en ordre d'exterior a interior, de 90°, 65°, 44°, 24°, 8° 5°. Els 5° es mantenen al llarg de tota la jàssera.

Al llarg de tota la coberta hi ha un total de 152 biguetes de 120 mm, d'amplada, 32 biguetes de la secció de 150mm d'amplada i 48 de la secció de 200mm. A la figura 5.4 es mostren les seccions de les biguetes.

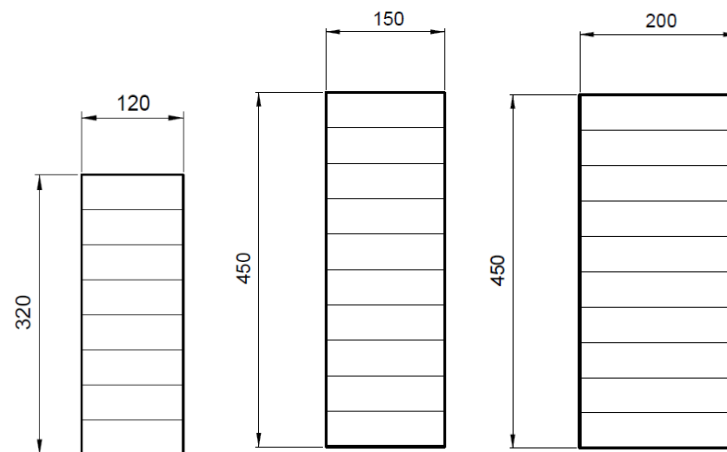


Figura 5. 3 – Seccions dels tres tipus de biguetes

Les jàsseres són de fusta laminada encolada en bloc combinada de classe resistent GL32c, amb làmines de 40 mil·límetres de gruix enganxades per unió microdentada mitjançant adhesius fenòlics i aminoplàstics del tipus 1 en la direcció de les vetes. L'amplada de la jàssera és de 40 centímetres, fet que implica una aplicació de fusta laminada encolada en

bloc d'amplituds de fins a 28 centímetres amb adhesius de junta gruixuda. La jàssera es divideix en dos trams de 21 metres de llum els quals s'uneixen per unió macrodentada. Tant les adherències en bloc com la unió macrodentada apliquen resines epoxi sota pressió segons fabricant. Igual que les biguetes, l'espècie de fusta és aquella que correspongui amb la classe resistent del tipus GL32c. La distribució de làmines en la secció de la jàssera és del 17% en làmines de classe resistent T24 a cada extrem i el 66% en làmines de classe T18 a la zona interior que, per a làmines de 40 mm en una secció de 2 metres, corresponen a 9 làmines T24 a cada extrem i 32 làmines T18 a l'interior.

La secció de la jàssera és variable. Aquesta té una lleugera curvatura de 250 metres de radi per la part interior, i un mecanitzat rasant a la part superior deixant una inclinació de 5 graus, de forma que la jàssera passa de tenir una secció de 2 metres d'alçada al punt central, a una secció de 1,046 metres d'alçada als extrems.

El pes total de cada jàssera és de 9,24 tones, amb un volum de 23,11 metres cúbics. La coberta es compona per un total de 8 jàsseres. La figura 5.5 mostra una vista en alçat de la jàssera, i a la figura 5.6 es mostren les seccions màxima i mínima.

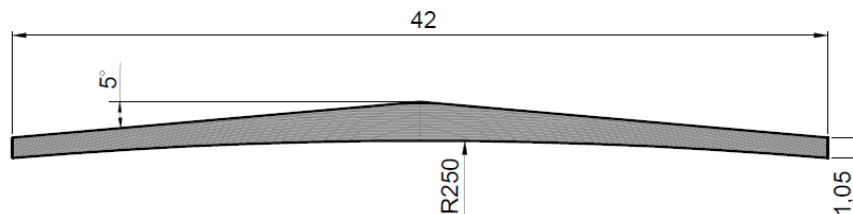


Figura 5. 4 – Vista en alçat de la jàssera

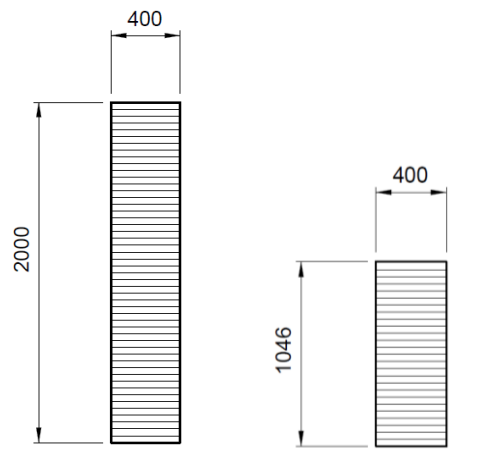


Figura 5. 5 – Seccions màxima i mínima de la jàssera

Als extrems del pòrtic, com a continuïtat de la jàssera, hi ha una biga corba. El material és el mateix que la jàssera: fusta laminada encolada en blocs combinada de classe resistent GL32c amb les mateixes condicions d'adherència, però la geometria és diferent. Aquesta té com a funció contrarestar el moment flector del pilar a causa de la gran excentricitat del braç de recolzament. La secció de la biga corba és constant, de 1,056 metres, 10 mil·límetres més que la secció de contacte amb la jàssera, els quals es mecanitzaran per a igualar-ho en el punt d'unió. En aquest cas, la biga corba té una curvatura que varia al llarg de la secció. Inicialment, seguint la tangència de contacte amb la jàssera, la biga corba té una curvatura de 60 metres durant un arc de 4° respecte el centre de la circumferència inscrita. En aquest punt, la curvatura passa a ser de 6 metres fins a arribar a la secció perpendicular, això és un arc de 81° . La longitud equivalent del tirant és de 13,41 metres, i la longitud en projecció horitzontal és de 10,5 metres.

El pes total del tirant és de 2,5 tones, amb un volum de 5,68 metres cúbics. Corresponen dos bigues corbes per cada jàssera, per tant, al llarg de tota la coberta hi ha un total de 16 bigues. La figura 5.7 mostra una vista en alçat de la biga corba.

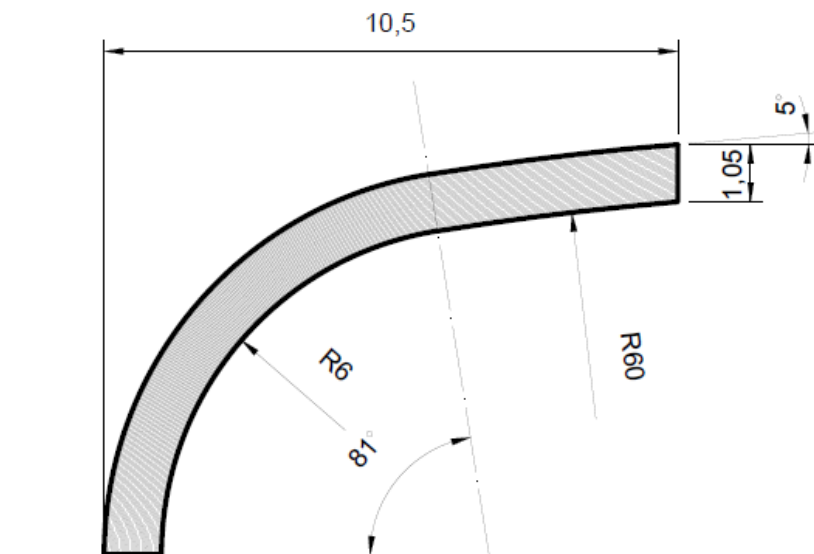


Figura 5. 6 – Vista en alçat dels tirants de fusta

5.2. – Pilars

Els pilars, com a element estructural que treballa a compressió o flexo-compensió, són de formigó armat. La majoria d'ells són pilars prefabricats, però alguns són d'aplicació en obra in situ degut als seus dissenys específics. Segons la situació i càrregues a les que estan sotmesos, el pavelló té fins a 11 tipus de pilars, tots detallats en l'annex de càlculs. Els pilars prefabricats fan referència al catàleg del comercial de prefabricats PLANAS.

Els pilars principals són els que suporten tot el pes de la jàssera i part del pes del tirant, així com el pes de la llosa i les grades. Tenen una peculiaritat en el disseny per tal de reduir la llum de les jàsseres, doncs tenen un braç de fins a 4,5 metres que provoca una gran excentricitat en la càrrega, la qual es compensa amb el tirant de fusta i el recolzament amb les grades i la llosa.

La seva alçada total és de 15,30 metres. El braç comença a l'alçada de 10,66 metres amb una inclinació de 45 graus, recolzant la jàssera a una excentricitat de 4,5 metres. A l'alçada de 6,3 metres el pilar queda recolzat amb les grades i la llosa que les voreja. La secció del pilar és de 60 per 60 centímetres, amb un armat que varia segons el tram degut a la variabilitat del moment flector del pilar, especificat al document de plànols i a l'annex de càlculs.

El pilar es realitza en obra in situ, amb formigó del tipus HA-35/F/12/IIb i armat d'acer B500S. El pavelló consta de 14 pilars com aquests, de 7,76 metres cúbics i 19,78 tones cada un. A la figura 5.8 es mostra una vista en alçat d'aquest pilar en el seu context estructural.

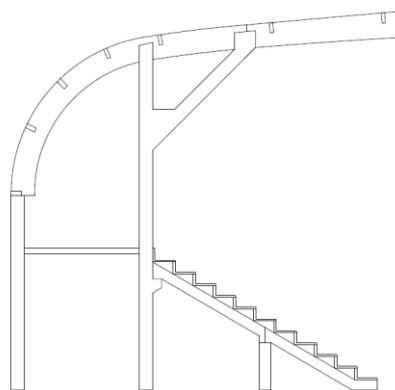


Figura 5. 7 – Vista en alçat del pilar principal

Les façanes disposen de 4 tipus de pilars diferents. Els pilars de façana lateral llargs són aquells que sostenen la biga corba, seguint la trajectòria de la jàssera i el pilar principal, a més de suportar el pes dels panells de tancament i la llosa. Aquests són prefabricats, amb una mènsula a l'alçada de 6,3 metres. La seva alçada és de 8,65 metres i la secció de 50 per 50 centímetres, amb una distribució d'armat constant de 4 barres de diàmetre 16 i 16 barres de diàmetre 20, tal com es detalla a l'annex de càlcul. El pavelló consta de 14 pilars com aquests, de 2,16 metres cúbics i 5,51 tones cada un.

Adjacents als pilars de façana lateral llargs hi ha els curts, en alternança amb el seu intereix. Aquests tenen com a funció suportar el pes de la llosa i els panells de tancament. Igual que els llargs, són de formigó prefabricat. La seva geometria és la mateixa que la dels llargs, els canvis es troben en els càlculs de càrrega i en la seva secció, que és de 40 per 40 centímetres amb un armat de 16 barres de diàmetre 16, detallat a l'annex de càlculs. En total hi ha 16 pilars com aquests en l'obra.

Els pilars de cantonada tenen contacte amb les dos façanes. Aquests, igual que els pilars descrits anteriorment, tenen com a funció subjectar el tirant de fusta, els panells de tancament i la llosa. Aquests també són de 8,65 metres d'alçada, amb una mènsula a l'alçada de 6,3 metres on es recolza la llosa. La seva secció és de 40 per 40 centímetres, amb un armat igual al de façana lateral curts, de 16 barres de diàmetre 16. Hi ha un pilar per a cada cantonada.

Els últims pilars en contacte amb la façana són els pilars de façana frontal. Aquests es situen a les façanes nord i sud, i sostenen els pesos de la llosa, els panells de tancament i petits trams de la jàssera. La seva alçada variarà en funció de la posició, doncs vindrà donada per la inclinació de la jàssera. La separació entre pilars és de 5 metres, i les alçades són de 16, 16.4, 16.65, 16.8 i 16.85 metres en el punt més alt, al canvi de rasant de la jàssera. Igual que els restants pilars de façana, són de formigó armat prefabricat de secció 40 per 40 centímetres, amb 16 barres de diàmetre 16. El pavelló consta de 2 pilars d'alçada màxima i 4 pilars de cada una de les alçades restants, amb un total de 18 pilars frontals, amb volums de 2.56, 2.63, 2.66, 2.69 i 2.7 metres cúbics i pesos de 6.52, 6.69, 6.79, 6.85 i 6.87 tones respectivament.

En quant a pilars interiors, apart dels descrits com a primera instància, trobem els pilars de les grades i els pilars de llosa.

Els primers són els que sostenen els pesos de la grada. La grada es recolza sobre pilars en la meitat del seu eix i, tal com ja s'ha comentat, els pilars principals sostenen la grada per la part més alta. Aquests són novament de formigó prefabricat del model més lleuger, de 40 per 40 centímetres amb armats de 16 barres de diàmetre 16. La seva alçada és de 2,11 metres amb un volum de 0,34 metres cúbics i 860 quilograms de pes. A l'obra hi ha un total de 40 pilars interiors de grada. Com a cas excepcional, degut a la forma corba de la grada, no coincideix el punt de recolzament de la jàssera de grada en el pilar principal, així que s'afegeix un pilar de grada a cada una de les cantonades de la graderia, de 6,3 metres d'alçada amb la mateixa secció i armat.

Els restants pilars interiors són els de llosa, que també sostenen la jàssera de grada en la part alta quan aquesta no es recolza en el pilar principal. Aquests són, com tots els altres, de formigó prefabricat de secció 40 per 40 centímetres i 16 barres de diàmetre 16, amb alçades de 6,3 metres. En total hi ha 38 pilars d'aquest tipus, de 1.01 metres cúbics i 2.57 tones de pes.

Finalment els últims pilar de què es disposa són els pilars que sostenen l'altell de les cabines de comentaristes. L'altell té una amplada de 6 metres de manera que es recolza amb els pilars de façana lateral, tant llargs com curts, i els pilars principals ja comentats anteriorment, a més d'una extensió dels pilars interiors de llosa que tindran una alçada de 8.65 metres. Aquests pilars mantenen les dimensions ja detallades, però s'hi afegeix una mènsula a l'alçada de 2,35 metres, a la part més alta dels pilars de façana. L'armat del pilar principal en recolzament amb l'altell queda detallat a l'annex de càlculs. L'obra disposa de tres pilars principals, tres pilars de façana llargs, dos pilars de façana curts i dos pilars de llosa amb extensió, tots ells amb mènsula de recolzament d'altell.

5.3. – Graderies

Degut a la geometria específica de les grades d'aquest projecte per tal de satisfer les necessitats del consell català d'esports i optimitzar el confort dels usuaris, les grades també han estat dissenyades a mida per tal de ser posades en obra in situ.

Les grades són elements portants horitzontals on es concentraran els espectadors. La seva secció és de 1,01 metres d'amplada per 52,5 centímetres d'alçada en forma de L, amb un gruix vertical de 11 centímetres i un gruix horitzontal de 8. Són de formigó armat del tipus

HA-35/F/12/IIb, amb un armat distribuït segons es detalla a l'annex de càlculs. La seva longitud és de 5 metres, amb un volum de 0.65 metres cúbics i un pes de 265 quilograms. Les grades cantoneres tenen forma corbada, en arcs de 22,5 graus i radis que varien des de 5,4 metres fins a 14,4, amb augments de 0,9 metres. Cada graderia consta de 11 fileres de grades que s'encaixen segons la seva geometria, unint-se mitjançant unió cargolada d'acer. En el cas de les grades corbades, les cinc primeres fileres formaran arcs de 45 graus i, a partir de la sisena filera, aquestes dividiran el seu intereix entre dos de tal manera que l'angle de gir serà de 22.5 graus. En total el pavelló disposa de 24 grades rectes de 5 metres per cada filera, 8 grades d'arcs de 45 graus per a les 5 primeres fileres amb radis que oscil·len entre 5.4 i 9.9 metres, i 16 grades d'arcs de 22.5 graus per a les 6 fileres restants en les cantonades, amb radis des de 10.8 a 14.4 metres. La figura 5.9 mostra la secció de els grades.

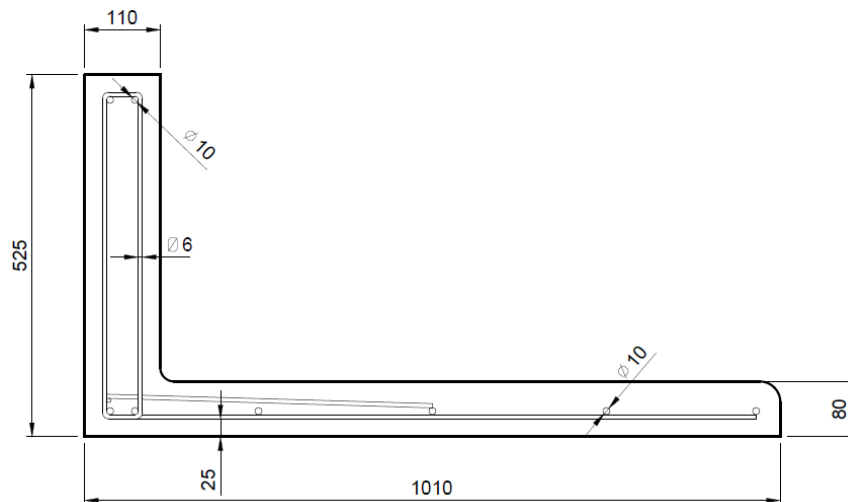


Figura 5. 8 – Secció de les grades

Les grades es recolzen sobre dos jàsseres a cada lateral, a cinc metres de distància entre elles. Aquestes jàsseres també són dissenyades a mida i, per tant, posades in situ juntament amb les grades. La seva secció és de 30 centímetres d'amplada per 45 d'alçada, amb armats que variaran en funció del tram detallats a l'annex de càlculs, doncs el moment flector varia i canvia de signe. La inclinació és de 30 graus i la longitud equivalent de 5,73 metres. El seu volum és de 0,81 metres cúbics les jàsseres superiors i 0,75 metres cúbics les inferiors, amb pesos de 2,1 i 1,9 tones respectivament. En tot el pavelló es disposa de 40 jàsseres de grada superiors i 32 inferiors. La diferència numèrica és degut a les grades cantoneres que, com bé s'ha comentat, aquestes divideixen l'intereix en les files més altes. La figura 5.10 mostra una vista en alçat de els graderies.

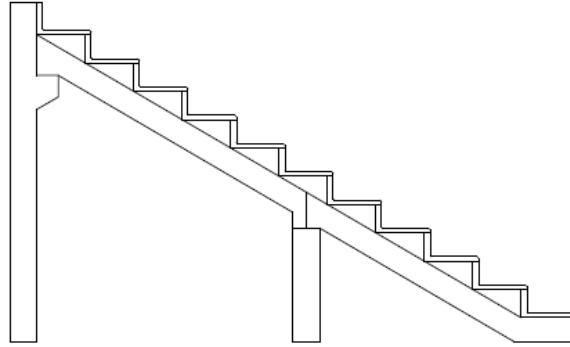


Figura 5. 9 – Vista en alçat de les graderies

5.4. – Llosa

La planta superior del pavelló correspon a la zona de circulació d'espectadors per la part superior de les grades. El forjat està format per una llosa de formigó armat que voreja tot el perímetre de la pista, posat en obra segons fabricació in situ. El cantell de la llosa és de 20 centímetres, més 5 centímetres de paviment. El formigó és de la classe HA-25/B/20/IIb amb armadura d'acer B500S de dimensions detallades a l'annex de càlculs i al document de plànols.

La superfície total de la llosa és de 1.556,68 metres quadrats que, per un cantell de 20 centímetres correspon a 311,34 metres cúbics de formigó.

5.5. – Altell

Sobre la sala d'autoritats, rere la llotja, s'hi situa un altell a l'alçada de 2,6 metres on s'hi ubiquen les cabines per a comentaristes.

Aquest altell està format per un forjat de plaques alveolars prefabricades basades en el catàleg de comercial PLANAS, de 6 metres de longitud, 1 metre d'amplada i 15 centímetres de cantell, amb una capa de compressió de 5 centímetres. La seva referència és A-1505.

La superfície de l'altell és de 6 metres d'amplada per 20 de llargada, que correspon a 20 plaques alveolars.

Les plaques es recolzen sobre unes jàsseres i aquestes sobre els pilars d'altell ja esmentats. Les jàsseres són de formigó armat prefabricat, novament basades en el mateix catàleg. Són de 6 metres de longitud, corresponent a l'intereix dels pilars d'altell, de secció 40 per 40

centímetres amb 4 barres de diàmetre 16 com a quantia inferior i 2 barres de diàmetre 12 com a quantia superior. El seu volum és de 0,8 metres cúbics, amb un pes de 2,04 tones. Per a la sustentació de l'altell es necessita un total de 10 jàsseres.

5.6. – Paviments

La posada a punt de l'obra requerirà una anivellació del terreny. Primerament es passarà un rec d'imprimació com a sots-base granular en tota la superfície del terreny. La superfície exterior a l'obra es destina a aparcaments i accessos externs la majoria d'ells de vehicles, per tant, serà terreny asfaltat compactat, el qual caldrà aplicar recs d'adherències com a capes intermèdies i una capa compacta superficial d'asfalt.

Els fermes interiors s'apliquen sobre la mateixa base granular, amb una làmina impermeable, una nova capa de sorra i una capa de 20 centímetres de formigó armat amb juntes de contracció cada 5 metres en dos direccions.

El paviment superficial variarà en funció de la zona d'aplicació. En passadissos de mobilitat de personal del recinte i magatzems, així com en la superfície de la llosa de la planta superior i les plaques alveolars de l'altell de les cabines de comentaristes, els acabats seran de formigó polit. En el cas de vestidors i serveis, els acabats del paviment seran mitjançant sòls antilliscants així com rajoles amb relleu granulós. En quant a vestíbuls i sales pròpies de treball d'oficines, premsa o infermera i relacionats, s'aplicaran rajoles amb bon acabat estètic.

Finalment, la pista tindrà un acabat que compleixi els requisits d'absorció d'impactes, lliscament, resistència i brillo segons normativa esportiva, com ara un paviment vinílic sobre una capa d'escuma d'alta densitat. Els passadissos d'accés a la pista també tindran propietats d'absorció i antilliscants, amb acabats sintètics de goma.

5.7. – Envans

Els envans del pavelló es trobaran tots a la primera planta, doncs la planta superior quedarà al descobert amb visió completa a la pista, a excepció de les cabines de comentaristes de sobre l'altell.

Tots els vestidors i serveis, així com la cuina del bar-restaurant, tindran envans de totxanes de dos canuts, de 10 centímetres de gruix amb espai suficient per a les instal·lacions d'aigua a l'interior. Els magatzems, sala d'instal·lacions, infermeria i parets de passadissos de trànsit d'espectadors, com les parets de les escales d'accés a les grades, tindran envans de totxanes d'un canut de 7 centímetres de gruix. La resta d'envans d'oficines, sales de reunions i seguretat, cabines de comentaristes i sales de premsa tindran envans de pladur de 5 centímetres de gruix.

Les parets dels vestíbuls i zones de trànsit de públic, grades i tot el context de la pista, així com els vestidors d'equips, es pintaran de tal manera que es manifestin els colors propis de l'equip local, verd i blanc, segons consideració del dissenyador d'interiors. La resta d'envans no tindran preferència de color.

5.8. – Panells de tancament

Els panells de tancament que cobriran la façana seran novament de formigó prefabricat basat en el catàleg del comercial PLANAS. El seu gruix és de 20 centímetres i a l'interior tenen un aïllament de poliestirè expandit de 8,5 centímetres de gruix, les seves dimensions són de 5 metres de llargada per 2,5 d'amplada, col·locats en posició horitzontal un sobre l'altre amb elements d'ancoratge proveïts segons fabricant. La textura dels acabats són segons simulació de les vetes de fusta, tal com mostra la figura 5.10, amb pigmentació ocre. El pavelló disposarà d'obertures per a col·locar finestres amb persianes per al seu enfosquiment en les façanes est i oest. Aquestes obertures es situen a 7 metres respecte el terra, amb una alçada de 1,65 metres fins a arribar al començament de la biga corba, implicant que, per a les façanes laterals, hi hagi dos panells de 2,5 metres i un panell de 2 metres per a cobrir la façana en cada intereix.



Figura 5. 10 – Textura de l'acabat dels panells de tancament prefabricats

6. – Resum del pressupost

Capítol	Import (€)
Actuacions prèvies	13.478,75
Moviment de terres	14.281,62
Cimentació	335.335,18
Estructura	964.421,05
Obra	1.460.466,18
Pintura	28.753,6
PRESSUPOST D'EXECUCIÓ DE MATERIAL (PEM)	2.816.736,38 €

Descripció	Import (€)
Pressupost d'execució material (PEM)	2.816.736,38
Despeses Generals (13%)	366.175,73
Benefici Industrial (6%)	169.004,18
Pressupost d'execució per contracte a falta d'IVA	3.351.916,29 €

Aquest pressupost d'execució per contracte puja a:

(tres milions tres-cents cinquanta-un mil nou-cents setze Euros amb vint-i-nou Cèntims més IVA)

7. – Conclusions

L'objecte del projecte era la construcció d'un pavelló d'esports incloent la fusta com a material en alguns elements constructius.

Els càlculs realitzats en el projecte han requerit una intensa investigació degut a que la fusta no ha estat un material exposat a la docència. Per tant, la inexperiència del calculista pot requerir una correcció posterior per part d'experts en el material.

També cal afegir l'advertència de que és un projecte ambiciós de grans magnituds, que pot implicar algunes revisions a nivells de detall tant en disseny com en càlculs. El projecte s'ha centrat en el càlcul estructural, sobretot de fusta, i la redacció restant del projecte ha complementat els càlculs.

Com a conclusió en respecte al material de fusta, se n'extreu la impressió de que és un material que requereix molta cura tant en el càlcul com en la posada en obra, ja que és un material atacat per factors afegits com la humitat o agents biòtics, així com efectes de fluència del propi material.

Projectista: Àlvar Romero

Girona, 4 de setembre de 2015

8. – Relació de documents

- Document 1: Memòria
 - Memòria descriptiva
 - Annex A: Normativa Aplicada
 - Annex B: Càlculs
- Document 2: Plànols
- Document 3: Plec de condicions
- Document 4: Estat d'amidaments
- Document 5: Pressupost

9. – Bibliografia

Normatives

CONSEJO SUPERIOR DE DEPORTES. *Normativa sobre instalaciones Deportivas y de esparcimiento (NIDE): Salas y Pabellones*, MADRID. 2005.

CONSEJO SUPERIOR DE DEPORTES. *Normativa sobre instalaciones Deportivas y de esparcimiento (NIDE): Balonmano*, MADRID. 2005.

CONSELL CATALÀ D'ESPORTS. *Plà director d'instal·lacions i equipaments esportius de Catalunya (PIEC)*. GENERALITAT DE CATALUNYA. Maig 2005.

MINISTERIO DEL INTERIOR. *Reglamento general de policía de espectáculos públicos y actividades recreativas*. MADRID. Real Decret 2816/1982.

Referències

MINISTERIO DE FOMENTO. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural: Acciones en edificación*. Març 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural: Aptitud al servicio*. Març 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad en caso de incendios*. Març 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural: Madera*. Març 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. *Código Técnico de la Edificación (CTE). Seguridad utilización y accesibilidad*. Març 2006.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (AENOR). *Estructuras de madera. Madera laminada encolada y madera maciza encolada*. UNE-EN 14080. Desembre 2013.

MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. 2010.

JIMÉNEZ MONTOYA. *Hormigón armado*. 2009. Ed. Gustavo Gili.

QUEIPO DE LLANO, Juan. [et al.]; *Construir con Madera (CcM)*. 2010. Ed. CONFEMADERA.

ASOCIACIÓN DE INVESTIGACIÓN TÉCNICA DE LAS INDUSTRIAS DE LA MADERA (AITIM). [Consulta Gener 2015] <http://infomadera.net/modulos/index.php>.

Projectes fi de Carrera

COMA, J. *Proyecto de ejecución de construcción de polideportivo para 5000 espectadores con aparcamiento subterráneo*. Projecte/Treball Fi de Carrera. Ingeniería técnica Industrial Mecánica. Escuela Superior de Ingenieros. Universitat de Sevilla. Juny 2011.

**EPS**

Escola Politècnica

Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Industrial. Pla 2002

Títol: Projecte d'un pavelló poliesportiu amb coberta de fusta

Document: 1.- Memòria. Annex A: Normativa Aplicada

Alumne: Àlvar Romero Parés

Director/Tutor: Dr. Francesc Xavier Cahis i Carola

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Enginyeria de La Construcció

Convocatòria: Setembre/2015

ÍNDEX

A.1. – Introducció	3
A.2. – Normativa vigent.....	4
A.3. – Requeriments contextuais	5
A.4. – Espais per a espectadors i requisits d'exhibició	6
A.5. – Espais per a esportistes	9
A.6. – Espais auxiliars.....	10
A.6.1. - Vestidors i despatxos d'àrbitres	10
A.6.2. - Sala antidòping	10
A.6.3. - Infermeria	10
A.6.4. - Oficines d'administració	10
A.6.5. - Zona de premsa.....	11
A.6.6. - Sales de seguretat	11
A.6.7. - Manteniment	12
A.6.8. - Magatzems	12
A.7. – Accessibilitat.....	13
A.8. – Sortides d'emergència	16
A.9. – Terreny de joc.....	17

A.1. – Introducció

Les normatives que restringeixen el disseny del projecte estan relacionades en factors com el tipus d'esport que es practica, el nombre d'espectadors en què està destinat i la utilització com a obra pública. Com bé s'ha esmentat a les especificacions de la memòria descriptiva, el requisit fonamental del pavelló és que compleixi les condicions establertes per la federació d'handbol, però hi ha varies normatives que exigeixen responsabilitats en el disseny d'un pavelló. Aquestes normatives queden esmentades a continuació.

A.2. – Normativa vigent

Gran part dels requisits d'aquest projecte venen donats per la normativa *NIDE (Normativa sobre Instalaciones Deportivas y Esparcimiento)* en els documents *Normas de proyecto de Salas Y Pabellones* i *Normas Reglamentarias del Balonmano*. i complementats per la normativa esportiva vigent a Catalunya mostrada al *Plà director d'instal·lacions i equipaments esportius de Catalunya* pel Consell Català de l'Esport.

També s'han considerat les exigències del *Reglamento general de policía para espectáculos públicos y actividades recreativas*, i el codi tècnic de l'edificació *Documento Básico de Seguridad en caso de incendio* per a sortides d'emergència i evacuacions.

A.3. – Requeriments contextuais

Les instal·lacions esportives amb interès nacional han de tenir facilitat de comunicació, d'accessos i aparcaments i proximitat a grans concentracions de poblacions. Degut a la gran capacitat d'espectadors, també ha de permetre la realització de grans actes de tipus cultural o lúdic.

La orientació idònia del pavelló és est-oest, amb una desviació màxima aconsellada de 27,50°. Cal evitar l'entrada de llum directa a l'espai esportiu, sobretot per la cara sud. Els finestrals han de situar-se als costats longitudinals, disposant de sistemes d'enfosquiment per a evitar l'enlluernament a càmeres televisives. La superfície mínima de finestres en les façanes és del 25%. L'alçada mínima per a pavellons poliesportius és de 15 metres segons el consell català d'esports.

A.4. – Espais per a espectadors i requisits d'exhibició

Degut a la seva finalitat com a instal·lació esportiva d'un equip d'handbol d'elit, l'aforament mínim per a complir els requisits de la federació espanyola d'handbol és de 3000 espectadors, tot i que l'assistència mitjana en un partit d'ASOBAL és de 6000 espectadors.

S'haurà de preveure un nombre d'aparcaments que, com a mínim, sigui igual a una desena part de l'aforament d'espectadors i usuaris. S'hauran de preveure places d'aparcament per als discapacitats segons normativa especificada en l'apartat d'accessibilitat. També cal reservar un fàcil accés dels autocars a l'entrada del recinte, així com les seves places d'aparcament.

El dimensionament d'espais destinats als espectadors han de complir els requisits exigits per la norma NIDE per a grans pavellons de 3000 espectadors. Segons les especificacions, les vies de sortida del pavelló han de tenir una amplada mínima de 1,8 metres i s'afegeix 0,6 metres per cada 250 espectadors quan aquests superen els 500. L'amplada de les portes d'accés ha de ser mínim de 1,20 metres, i s'afegeix aquesta proporció per cada 400 espectadors d'aforament.

L'espai mínim del vestíbul ha de ser igual a l'aforament dividit entre 6 en metres quadrats, i ha d'haver un mínim de 9 taquilles. Juntament a l'entrada, ha d'haver un espai reservat a guarda-robes amb una superfície mínima de 15 metres quadrats, així com un bar o cafeteria de 65 metres quadrats o més.

Els serveis han de ser accessibles des de qualsevol lloc de l'espai d'espectadors de forma directa, amb previsió d'aglomeració en la sortida del recinte. El pavelló ha de comptar amb quatre urinaris, dos vàters i dos lavabos per cada 500 espectadors en els serveis d'homes, i sis vàters i dos lavabos per cada 500 espectadors en els serveis de dones. Ha d'haver un servei accessible per a persones amb mobilitat reduïda per cada 10 unitats de banys instal·lats, a poder ser d'ús compartit per a ambdós sexes.

La ocupació dels espais en les instal·lacions esportives ha de ser d'una persona per a cada seient en graderies, una persona per a cada mig metre quadrat en graderies sense seients i una persona per a cada 0,25 metres quadrats en graderies d'espectadors dempeus. L'espai de graderies té un seguit d'especificacions detallades tant a la norma NIDE com al codi

tècnic de l'edificació CTE-DB-SUA. Les files de les grades han de tenir una fondària mínima de 80 cm, 40 dels quals estan reservats al seient i els restants al pas. L'amplada de cada seient ha de ser igual o superior a mig metre, i la seva alçada és de 42 cm o més.

La visibilitat ha de permetre que qualsevol espectador pugui veure un cos situat a mig metre d'alçada i a dos metres del límit del terreny de joc, sense cap tipus d'element vertical que obstaculitzi la línia de visió. La pista esportiva ha de quedar de forma no accessible per als espectadors mitjançant baranes, diferències de nivell o altres mètodes que no impedeixin la visibilitat. La figura 3.1 mostra les dimensions de les grades segons els requeriments de la normativa vigent.

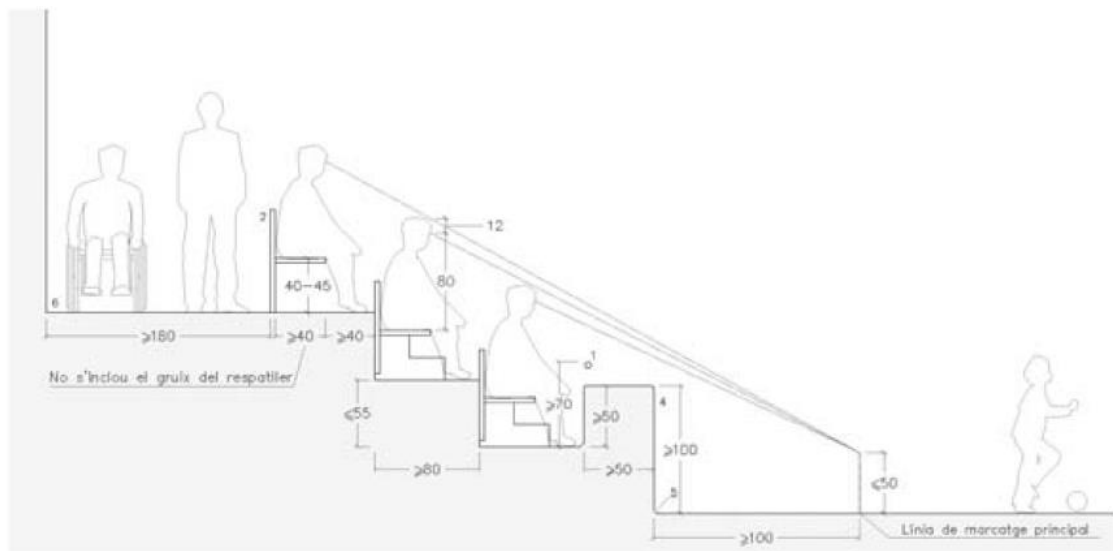


Figura 4. 1 – Dimensionament de les grades segons normativa.

Per a assegurar la correcta circulació d'espectadors i evitar solapaments, ha d'haver passadissos centrals o intermedis de 1,2 metres d'amplada mínima. El nombre màxim de fileres entre passadissos és de 12, i ha d'haver menys de 10 metres de distància entre passos, cosa que implica que no pot haver més de 18 seients seguits. Els passadissos escalonats d'accés a les localitats en graderies han de tenir graons constants d'alçada i estesa. El nivell del paviment de les fileres d'espectadors ha d'estar al mateix nivell que la corresponent estesa del passadís escalonat. L'accés a les grades ha de ser preferentment des de la part superior, amb un passadís de distribució d'amplada no menor a 1,8m. L'alçada de la primera grada no ha de superar la meitat de la distància que la separa de la línia de marcatge principal més propera.

Caldrà col·locar barreres de protecció davant les files quan el desnivell sigui superior als 0,55m. Les barreres han de tenir una alçada més gran o igual a 0,90m. Es pot reduir l'alçada fins a 0,70m sempre que incorpori un element horitzontal de 0,50m d'amplada mínima,

La instal·lació ha de disposar, com a mínim, d'un marcador mural electrònic i un sistema de megafonia. També caldrà disposar d'una llotja presidencial o llocs preferents per a autoritats esportives i membres de la federació, separats del públic amb una entrada independent i la seva pròpia zona de recepció, a més d'una sala d'autoritats de 35 metres quadrats i dos banys. És convenient que la llotja tingui un fàcil accés des de la pista per a l'entrega de trofeus.

A.5. – Espais per a esportistes

El personal esportiu, ja sigui equip tècnic, arbitratge, jugadors o membres de la federació, han de disposar d'una entrada i sortida al pavelló independent sense accés dels espectadors. Aquest accés d'esportistes, però, pot ser compartit amb les autoritats i altres espectadors de la llotja. El vestíbul d'accés del personal esportiu ha de tenir una superfície mínima de 50 metres quadrats, amb una recepció de 15 metres quadrats.

El pavelló ha de disposar de vestidors independents per a cada equip d'esportistes i arbitral, proveïts de lavabos, dutxes i demés serveis sanitaris. L'accés a les pistes ha de ser directe i a la mateixa alçada, adaptat per al calçat de pista amb passadissos aïllats i protegits de la vista des de passadissos de circulació. Hi haurà dos tipus de vestidors per a esportistes: col·lectius i d'equip. Els vestidors col·lectius són vestidors compartits per a esportistes individuals, tot i que també poden ser utilitzats com a vestidors d'equip, previstos per a un mínim de 30 usuaris. Els vestidors d'equip són vestidors destinats únicament a esportistes que pertanyen a un mateix equip, previstos per a 15 usuaris o més. Tot gran pavelló ha de tenir, al menys, quatre vestidors col·lectius de 45 metres quadrats i dos vestidors d'equip de 30 metres quadrats cada un. L'alçada mínima dels vestidors, entre el paviment i l'obstacle més pròxim, és de 2,6 metres. Aquests vestidors han de tenir un accés directe des del vestíbul i un altre independent des de la pista.

Els vestidors disposaran d'una dutxa de superfície mínima de 0,90 per 0,90 cm per cada tres usuaris, amb un mínim de vuit en els vestidors col·lectius i cinc en els d'equip. El pas mínim entre dutxes és de 80 cm. Es dotaran d'una zona de serveis amb cabines de vàters i dos lavabos, amb un mínim de dos cabines i tres lavabos per vestidor. En el cas de vestidors col·lectius, un dels banys serà adaptat per a minusvàlids. Per al canvi de roba es col·locaran bancs fixes amb una longitud mínima de 0,60 metres per usuari, amplada d'entre 40 i 45 centímetres i a una alçada de 45 cm. La separació frontal mínima entre bancs és de 2 metres. Es disposarà també de dos armaris amb clau per als vestidors d'equips, o taquilles individuals per als vestidors col·lectius si s'escau.

A.6. – Espais auxiliars

A més dels espais propis per a espectadors i esportistes, el pavelló ha de constar d'espais auxiliars relacionats amb el servei i el personal annex a l'activitat esportiva.

A.6.1. - Vestidors i despatxos d'àrbitres

El pavelló disposarà de tres vestidors per a àrbitres i personal de la federació o l'activitat esportiva. Aquests estan previstos per a un mínim de tres usuaris, dotats d'una dutxa, una cabina de bany i un lavabo. Pròxim o annex al vestidor, hi haurà un despatx amb mobiliari apropiat per a activitats pròpies dels usuaris de la federació, com redacció d'actes, informes, reunions, etc. És convenient que el despatx tingui visió directa a la pista.

A.6.2. - Sala antidòping

Segons el compliment de la normativa de la federació espanyola d'handbol, es disposa d'una sala de control de dopatge. La superfície mínima de la sala és de 40 metres quadrats. Es compona per una sala d'espera amb frigorífic, una sala de treball amb taula, cadires i una nevera i dos sales de presa de mostres, una per a homes i l'altra per a dones, amb cabines de bany i lavabo cada una.

A.6.3. - Infermeria

Pròxima a la pista i amb fàcil sortida a l'exterior, ha de situar-se una infermeria de 15 metres quadrats de superfície mínima. Disposarà de lavabo i espai per a llitera, taula i cadira, i un armari per a equips de cura. Si es preveu que s'utilitzi per a reconeixements mèdics de medicina esportiva o preventiva, disposarà també d'una cabina de vàter, espai de canvis i una zona d'espera.

A.6.4. - Oficines d'administració

És necessari reservar un espai per a les persones encarregades de la gestió administrativa de la instal·lació esportiva. Les oficines han de tenir accés al vestíbul d'accés del públic i el control de recepció, i la seva superfície mínima és de 50 metres quadrats. Com a sala

complementària, s'ha de disposar d'una sala de reunions propera a les oficines de 30 metres quadrats de superfície mínima amb mobiliari adequat per a tals finalitats.

A.6.5. - Zona de premsa

En grans instal·lacions esportives on es produeixen importats actes esportius es disposarà d'espais per als representants dels medis de comunicació. Els espais destinats a la premsa tindran una entrada independent als esportistes i als espectadors, amb un espai d'acreditació en el vestíbul d'entrada amb accés directe des de l'exterior i una superfície de entre 30 i 50 metres quadrats. L'accés del personal de premsa pot compartir-se amb les autoritats, però el control d'acreditacions serà independent.

Les tribunes de premsa es situaran rere la zona de canvis i els bancs d'equip, juntament amb les càmeres de televisió, separats de la zona d'espectadors. No obstant això, jugadors, entrenadors i tècnics tenen accés a la zona de premsa. Cal destinar un espai per a les càmeres principals de televisió, en posició elevada i a la banda de la zona de canvis i la taula de jutges. També s'ha de preveure l'existència d'un mínim de sis cabines per a comentaristes de televisió o ràdio amb un espai mínim de 3 per 3 metres, amb bona visibilitat i sense obstacles de la pista de joc. Cada cabina disposarà d'un escriptori suficientment gran com per a col·locar els seus equips de comunicació, i serà fàcilment accessible des d'altres zones de treball de premsa.

El pavelló ha de disposar també d'una sala de conferències per a declaracions dels esportistes davant la premsa. La seva superfície mínima ha de ser de 60 metres quadrats, i ha de complementar-se amb una sala de treball de 20 metres quadrats, així com dos serveis reservats únicament a la premsa.

La instal·lació perifèrica del pavelló ha de reservar una zona d'aparcament per a medis de comunicació, amb entrada diferenciada i espai suficient per a furgonetes dels equips mòbils de televisió i ràdio.

A.6.6. - Sales de seguretat

És necessari destinar un espai per a personal de seguretat i una sala de comunicacions per al control de les càmeres de control de la instal·lació. La sala de seguretat ha de disposar de

mobiliari adequat per a monitors, amb una superfície mínima de 20 metres quadrats, i ha de disposar dels vestidors necessaris per al seu personal.

A.6.7. - Manteniment

El pavelló ha de disposar d'una sala d'instal·lacions de 80 metres quadrats on s'hi ubicaran tot el sistema d'instal·lació tant elèctrica com d'aigua. Les tasques de manteniment requeriran l'existència de dos cambres d'escombraries de sis metres quadrats i dos magatzems de material de neteja també de sis metres quadrats. Finalment, caldrà dotar el pavelló de dos guarda-robes col·lectius per a personal de serveis relacionats amb l'activitat esportiva.

És convenient que la pista tingui una obertura d'accés que permeti l'entrada de vehicles. Al menys una de les portes d'accés a la pista ha de tenir unes dimensions mínimes de 1,60 metres d'amplada per 2,1 d'alçada.

A.6.8. - Magatzems

Per al correcte abast de material de les activitats esportives, el pavelló ha de dotar-se de tres magatzems esportius grans de 45 metres quadrats cada un, a poder ser distribuïts, al menys dos, a bandes oposades de la pista i amb accés directe al terreny de joc, tres magatzems esportius petits de 15 metres quadrats, els quals no tenen perquè estar connectats amb la pista, un magatzem per a material d'esdeveniments públics de 40 metres quadrats i un magatzem de material esportiu exterior de 30 metres quadrats, el qual ha de tenir accés des de l'exterior del recinte.

A excepció dels petits, els magatzems esportius han de disposar de portes de dimensions lliures mínimes de 2,1 metres d'alçada per 2,4 d'amplada, amb fàcil accés des de l'exterior. Els magatzems petits han de contenir prestatgeries, armaris i ganxos per a penjar-hi material esportiu.

A.7. – Accessibilitat

Els passadissos de trànsit de persones, tant d'espectadors com de personal del recinte, tindran una amplada mínima de 1,2 metres i 2,8 metres d'alçada, amb espais de gir de 1,5 metres de diàmetre cada 10 metres per a maniobres de persones amb mobilitat reduïda. Les portes d'obertura dels passadissos han de tenir una obertura mínima de 1,20 metres i a ambdós costats de la porta ha d'existir un espai lliure al mateix nivell no inferior a 1,5 metres de diàmetre.

Les escales han de complir els requeriments de dimensió per a assegurar una comoditat òptima. En trams rectes, la petja no pot ser menor que 28 centímetres, i la contrapetja ha de trobar-se entre 13 i 17,5 centímetres. Ambdós paràmetres han de complir una relació dimensional: el valor de la petja en centímetres més el valor doble de la contrapetja ha de trobar-se entre 54 i 70 centímetres. La figura 3.2 mostra els valors de la relació anterior que assegurin una comoditat òptima.

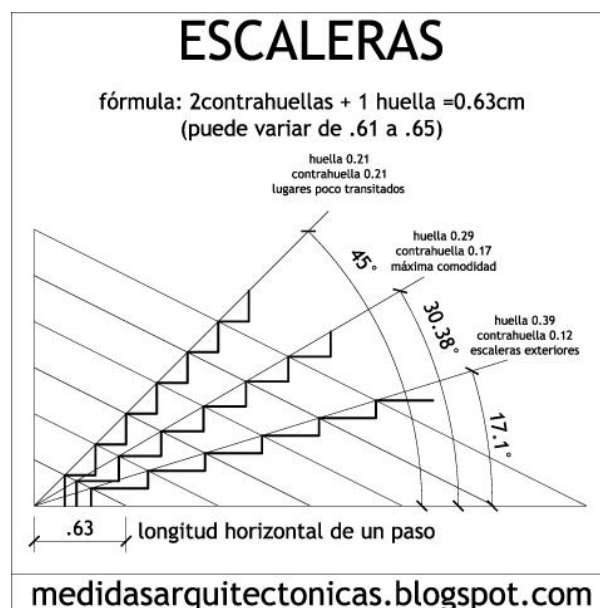


Figura 7. 1 – Relació entre petja i contrapetja per a comoditats òptimes.

En trams corbats, la petja mesurarà 28 centímetres, com a mínim, a una distància de 50 cm del límit interior, i no podrà mesurar més de 44 centímetres en el límit exterior.

Les escales es dividiran en trams per tal d'evitar la càrrega dels usuaris. L'alçada màxima de cada tram és de 2,25 metres si no es disposa d'ascensor. En cas contrari, poden arribar a

3,2 metres. Els altiplans tindran, al menys, la mateixa amplada que l'escala i una longitud d'un metre, i estaran lliures d'obstacles.

Els nivells d'escales més alts de 55 cm disposaran de passamans en un costat i, si l'amplada excedeix els 1,2 metres, es posaran en ambdós costats. La separació entre passamans serà de 4 metres com a màxim, i es situarà a una alçada d'entre 90 i 110 centímetres.

La graderia ha de disposar d'una zona accessible i apta per a espectadors en cadira de rodes, reservant-se una plaça per a cada 200 espectadors, i com a mínim dos places. La dimensió de cada plaça serà de 1 metre d'amplada per 1,25 de fondària. També cal reservar una plaça d'aparcament adaptat per a minusvàlids per cada 40 o 50 places del total. Per a arribar als banys adaptats, les zones de vestíbul, el bar o la cafeteria existirà un itinerari accessible. Els serveis adaptats per a persones de mobilitat reduïda compliran la normativa aplicada segons la NIDE i el CTE. Les cabines de vàter disposaran de lavabo al seu interior, i es podrà inscriure un cercle de 1,5 metres lliure d'obstacles en tota la seva alçada. El vàter tindrà, al menys en un costat, un espai lliure de 0,80 metres per a la transferència lateral des de la cadira de rodes, instal·lant barres auxiliars de recolzament a 0,75 metres d'alçada i separació entre eixos de 70 cm, essent abatible verticalment la del costat de la transferència. El seient estarà a una alçada de 0,45 metres. Les portes s'obriran cap a l'exterior, amb el mànec a una alçada d'entre 85 i 110 centímetres i complementats amb un tirador horitzontal de 30 centímetres de longitud. La figura 3.3 mostra les dimensions dels banys adaptats segons normativa.

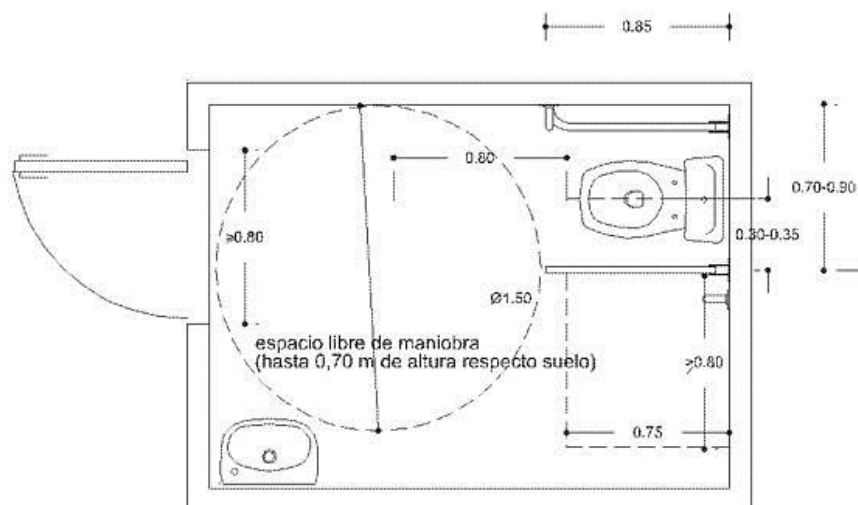


Figura 7. 2 – Dimensionament dels banys adaptats.

En els vestidors col·lectius hi haurà, com a mínim, una cabina de canvi de roba adaptada i al menys una dutxa serà adaptada per a minusvàlids. Les dutxes accessibles disposaran d'un espai d'utilització de 90 per 120 centímetres, dotades d'un seient abatible de 0,45 metres d'amplada per 0,40 de fondària, a 0,45 metres d'alçada i separats 15 centímetres de la paret on es subjecten. S'instal·larà una barra de recolzament vertical i una altra horitzontal a 0,75 metres d'alçada. Les aixetes es situaran perpendicularment al seient abatible i a una alçada que va des de 70 a 120 centímetres.

La zona de canvi de roba adaptada disposarà d'una barra de recolzament sobre els bancs a una alçada de 75 centímetres, i l'espai d'aproximació al banc serà de 1,20 per 0,80 metres, i els penjadors es trobaran a una alçada de 1,40 metres.

La instal·lació podrà dotar-se d'ascensors adaptats com a itinerari accessible. Aquests ascensors han de tenir un accés directe sense esglaons i compliran les dimensions especificades a la figura 3.4.

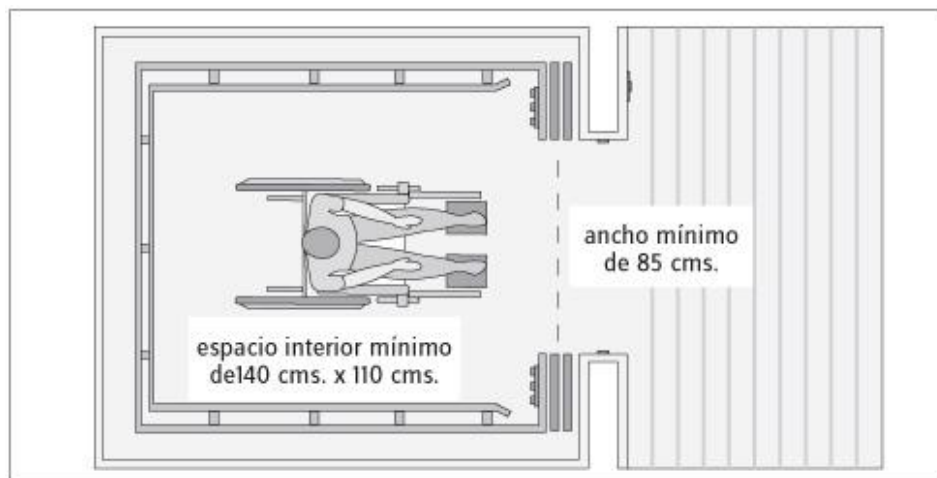


Figura 7. 3 – Dimensionament d'ascensors adaptats.

A.8. – Sortides d'emergència

El dimensionament de vies i sortides d'emergència està basat en el reglament general de policia per a espectacles públics i activitats recreatives, a més del codi tècnic de l'edificació. La seva aplicació es basa en la capacitat d'evacuació d'un recinte i en el temps en què això es produeix.

Tal com indiquen els reglaments d'incendis i espectacles, és convenient que les sortides d'emergència tinguin accés a dos o més vies públiques, i l'amplada total del conjunt de sortides ha de ser de 1,80 metres per cada 250 persones. Aquestes portes s'obriran en sentit exterior.

Per tal d'assegurar una ràpida evacuació, l'amplada mínima de sortides de les grades serà de 1,20 metres per cada 200 espectadors, i serà tal que tots els espectadors puguin assegurar una evacuació ràpida arribant a un lloc segur en un temps màxim de dos minuts, considerant que amb una amplada de 1,2 metres, poden sortir raonablement per una superfície horitzontal 100 persones per minut i, en una superfície esglaonada, 79 persones per minut. Per cada 450 espectadors hi haurà una escala que evacuarà directament a la façana o a passadissos independents. La màxima distància de recorregut per a arribar a una sortida serà de 30 metres per a instal·lacions interiors.

A.9. – Terreny de joc

Les dimensions del terreny de joc venen estipulades per la norma NIDE (*Normas Reglamentarias del Balonmano*).

Com a informacions més rellevants, es pot concloure que el camp té una superfície de 40 metres per 20 metres d'amplada, amb un espai lliure exterior de 5 metres per les bandes frontals i el lateral on es situen les zones de canvis i la taula d'arbitratge, mentre que pel lateral oposat l'espai lliure és de 3 metres. La figura 3.5 mostra les mides de la zona de canvis i la taula d'arbitratge segons reglamentació, i la figura 3.6 les mides reglamentàries del terreny de joc, en centímetres.

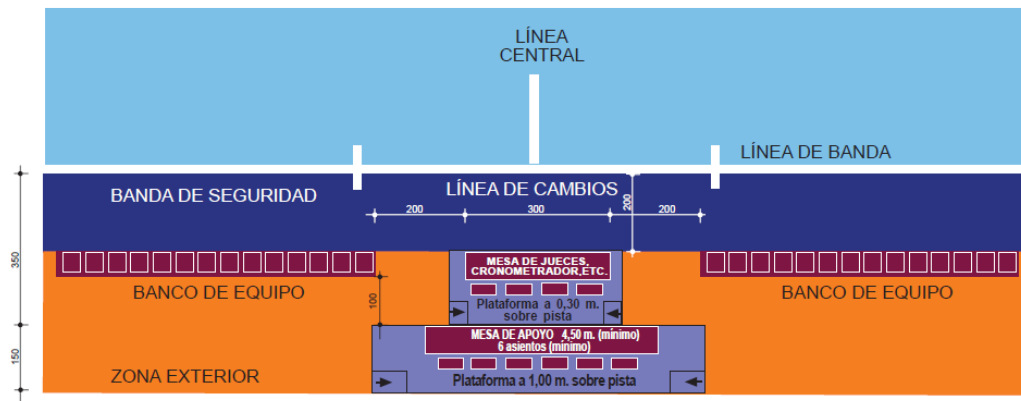


Figura 9. 1 – Mides de la zona de canvis i la taula arbitral.

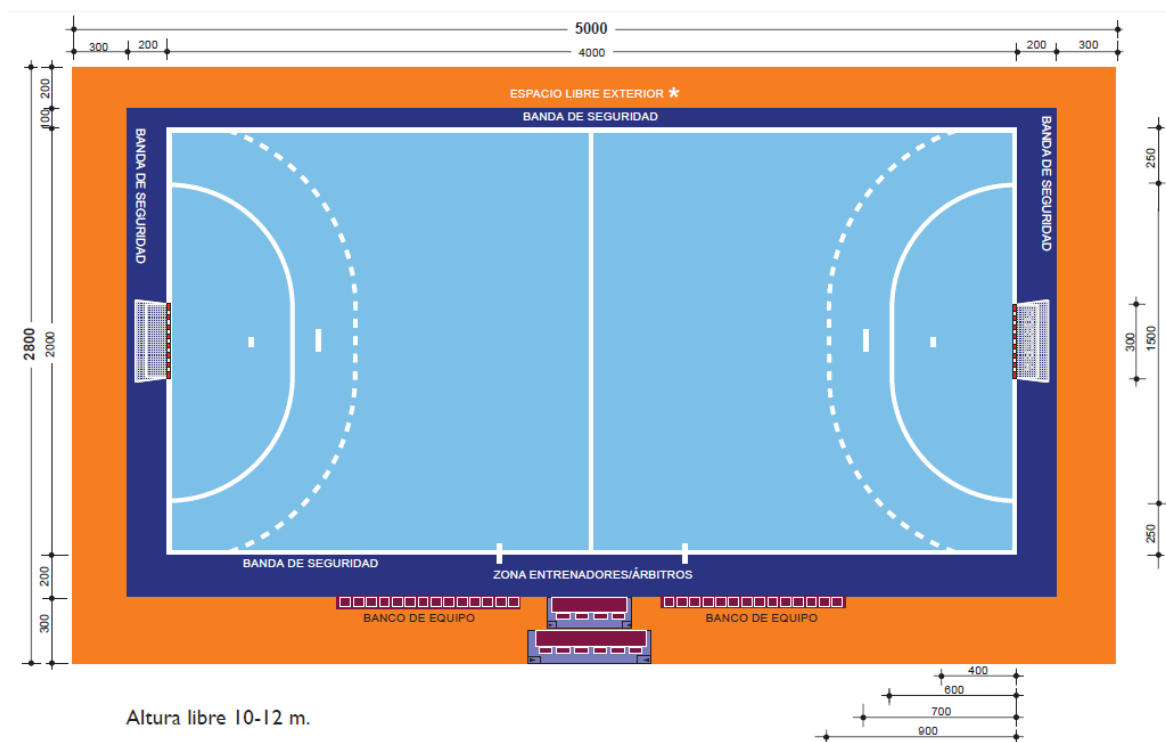


Figura 9. 2 – Mides reglamentàries del terreny de joc.

Projectista: Àlvar Romero

Girona, 4 de setembre de 2015



EPS

Escola Politècnica

Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Industrial. Pla 2002

Títol: Projecte d'un pavelló poliesportiu amb coberta de fusta

Document: 1.- Memòria. Annex B: Càlculs

Alumne: Àlvar Romero Parés

Director/Tutor: Dr. Francesc Xavier Cahis i Carola

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Enginyeria de La Construcció

Convocatòria: Setembre/2015

ÍNDIX

B.1.- INTRODUCCIÓ	3
B.2.- ACCIONS DE CàLCUL	4
B.2.1.- Càrregues permanents	4
B.2.2.- Càrregues variables	5
B.3.- COMBINACIONS D'ACCIONS	14
B.3.2.- Estat límit últim	15
B.3.3.- Estat límit de servei	25
B.4.- BASES DE CàLCUL	31
B.4.1.- Elements estructurals de fusta laminada encolada	31
B.4.2.- Unions	42
B.4.3.- Elements estructurals de formigó armat	54
B.5.- CàLCUL DE L'ESTRUCTURA	79
B.5.1.- Biguetes	79
B.5.2.- Jàsseres	140
B.5.3.- Bigues corbes	150
B.5.4.- Llosa	164
B.5.5.- Altell	174
B.5.6.- Grades	178
B.5.7.- Pilars	193
B.5.8.- Fonamentació	259
B.5.9.- Unions	263

B.1.- INTRODUCCIÓ

Els càlculs del present projecte es basen en la teoria de resistència de materials i càlculs d'estructures. Tanmateix, aquestes bases teòriques són complementades per coneixements adquirits a assignatures de la Universitat de Girona tals com estructures de formigó, estructures metàl·liques, elasticitat i resistència de materials, teoria d'estructures i construccions industrials.

A més de la base teòrica, els càlculs tenen una forta influència de les pautes estipulades al codi tècnic de l'edificació, sobretot en quant a estructures de fusta, en el document d'aplicació de la instrucció espanyola del formigó estructural (EHE), en la norma UNE-EN 14080 "Estructuras de madera" i, lleugerament, en els eurocodis 2 i 5.

Per a complementar la base teòrica, alguns càlculs han estat realitzats mitjançant programes de càlcul d'estructures i resistència de materials. Els programes utilitzats han estat el SAP2000 i el CYPE.

El conjunt estructural es divideix per la seva funcionalitat en elements de coberta, format per biguetes, jàsseres i bigues corbes, en pilars, forjats, grades i fonaments. Tots els elements que componen la coberta són de fusta laminada encolada, mentre que els elements restants són de formigó armat. Alguns dels pilars i el forjat de l'altell de la llotja estan formats per elements de formigó prefabricats.

B.2.- ACCIONS DE CàLCUL

El camp d'aplicació de les accions de càlcul està estipulat als codis tècnics de l'edificació CTE-SE-AE i CTE-SE. El seu seguiment verifica el compliment dels requisits de seguretat estructural i aptitud al servei relatius a la resistència mecànica i a l'estabilitat de l'edifici.

Les accions són aquelles càrregues, tant externes com intrínseques als elements estructurals, les quals sotmeten l'estructura a tensions i deformacions. Aquest sistema agrupa les càrregues en funció de la seva importància i repetibilitat, aplicant així coeficients de majoració que permeten verificar uns resultats més fiables.

La distinció de les càrregues estipula tres tipus genèrics: càrregues permanents, càrregues variables i càrregues accidentals. En el present projecte s'estudien les dos primeres.

B.2.1.- Càrregues permanents

Les càrregues considerades permanents són, generalment, el pes propi dels elements estructurals i les forces de pretensió en alguns casos de formigó armat pretesat.

Pes propi

El pes propi dels elements estructurals es calcula a partir de les densitats dels materials emprats. Els seus valors de càlcul són obtinguts al llarg de l'apartat D.4. Càlcul de l'estructura. En quant a elements prefabricats, els seus valors venen donats segons fabricant.

Es considera les següents densitats:

- Formigó, formigó armat i formigó armat i pretesat: 25 kN/m^3
- Fusta laminada encolada: depèn de la classe resistent de la fusta, es detallarà als apartats següents D.4.1 Bases de càlcul.
- Acer: $78,5 \text{ kN/m}^3$

B.2.2.- Càrregues variables

Les càrregues variables són aquelles que la seva aplicació té una alternança, la qual depèn dels factors que s'estudiaran a continuació. Es divideixen en tres grups: càrregues de vent, càrregues de neu i sobrecàrregues d'ús.

Càrregues de vent

Segons l'apartat 3.3 del CTE-DB-SE-AE, la fórmula genèrica de la càrrega de vent ve donada pel producte entre la pressió dinàmica del vent (q_b), el coeficient d'exposició (C_e) i el coeficient eòlic (C_p). El resultat és la pressió estàtica (q_e) donada en kN/m^2 , tal com es mostra a l'equació 2.1:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Eq. 2.1})$$

La pressió dinàmica depèn de la localització geogràfica de la obra que, en aquest cas, es troba a la localitat de Bordils. Segons l'annex D del codi tècnic, la fórmula per a calcular la pressió dinàmica depèn de la densitat de l'aire (δ) i la velocitat del vent (V_b), tal com es mostra a l'equació 2.2:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot V_b^2 \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Eq. 2.2})$$

La densitat de l'aire té com a valor genèric 1.25 Kg/m^3 , mentre que la velocitat del vent ve proporcionada per la figura 2.1, provinent de l'annex D del CTE-DB-SE-AE:



Figura 2. 1 – Valor de la velocitat del vent en funció de la zona geogràfica. Obtingut de la figura D.1 del CTE-DB-SE-AE.

La localitat de Bordils es situa a la zona C i, per tant, el valor de la velocitat del vent (V_b) és de 29 m/s.

Substituint els valors a l'equació 2.1 s'obté:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 29^2 = 525.6 \text{ N/m}^2$$

El coeficient d'exposició depèn de l'alçada de l'obra i l'entorn a la qual està exposada. El valor s'obté a la figura 2.2. Donat que l'obra té 18 metres d'alçada, i que es situa a una zona esportiva considerada com a zona urbana, el valor obtingut és $C_e = 2,2$.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
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

Figura 2. 2 – Valor del coeficient d'exposició (C_e). Obtingut de la taula 3.4 del CTE-DB-SE-AE.

El coeficient eòlic depèn de la zona d'incidència i obté un valor variable al llarg de la superfície. Aquests són diferents per a paràmetres verticals i per a cobertes. Ambdós casos venen estipulats a l'annex D del CTE-DB-SE-AE.

En quant a paràmetres verticals, les zones d'incidència venen representades a la figura 2.3, i els valors dels coeficients a la figura 2.4. Per a obtenir els valors es consideren les següents cotes:

$$h = 18 \text{ m}$$

$$b = 80 \text{ m}$$

$$d = 64 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = 36 \text{ m}$$

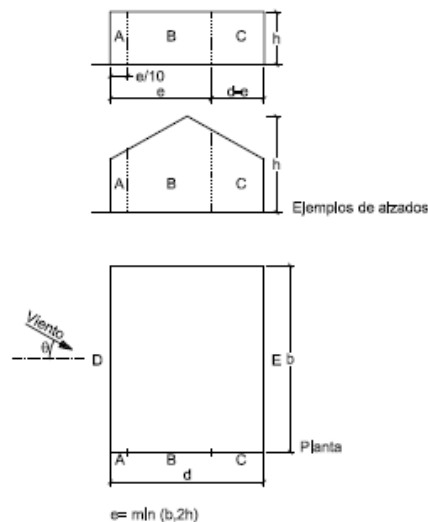


Figura 2. 3 – Zones d'incidència per a paràmetres verticals. Obtingut de l'apartat D.3 del CTE-DB-SE-AE.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Figura 2. 4 – Valors del coeficient d'exposició per a paràmetres verticals. Obtingut de la taula D.3 del CTE-DB-SE-AE.

A la taula 2.1 es mostren els valors del coeficient eòlic obtinguts per a paràmetres verticals, en funció de la seva zona d'exposició.

Valors de coeficient eòlic (C_p) per a paràmetres verticals				
A	B	C	D	E
-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Taula 2. 1

En quant a paràmetres de cobertes, els valors dels coeficients d'exposició, a més de la zona d'incidència del vent, també dependran de la seva direcció, tenint així dos estudis diferents: incidències laterals i incidències frontals. Per al primer cas, de vents laterals, les zones d'incidència venen donades per la figura 2.5, mentre que els valors dels coeficients d'exposició es mostren a la figura 2.5. Les cotes a considerar són les mateixes les dels paràmetres verticals.

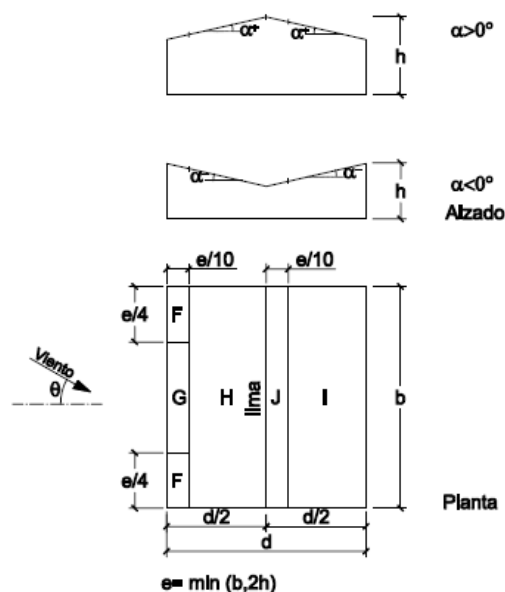


Figura 2. 5 - Zones d'incidència per a paràmetres de coberta per a vents laterals. Obtingut de l'apartat D.6 del CTE-DB-SE-AE.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2 -0,6	0,2 -0,6
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2 -0,6	0,2 -0,6
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0	-0,6	0,2 -0,6
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6	0,2 -0,6

Figura 2. 6 - Valors del coeficient d'exposició per a paràmetres de coberta per a vents laterals. Obtingut de la taula D.6 del CTE-DB-SE-AE.

Per al cas de vents frontals, les zones d'incidència es mostren a la figura 2.7 i els coeficients d'exposició a la figura 2.8. Les cotes es mantenen invariables.

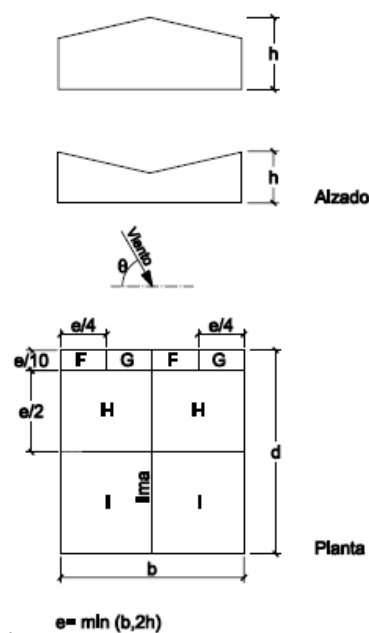


Figura 2. 7 - Zones d'incidència per a paràmetres de coberta per a vents frontals. Obtingut de l'apartat D.6 del CTE-DB-SE-AE.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6

Figura 2. 8 - Valors del coeficient d'exposició per a paràmetres de coberta per a vents frontals. Obtingut de la taula D.6 del CTE-DB-SE-AE.

A la taula 2.2 es mostren els valors del coeficient eòlic obtinguts per a paràmetres de coberta, tant per a vents frontals com laterals, en funció de la seva zona d'exposició.

Valors de coeficient eòlic (C_p) per a paràmetres de coberta					
	F	G	H	I	J
Vents laterals	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
Vents frontals	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6	-

Taula 2. 2

Substituint els valors de la pressió dinàmica del vent (q_b) obtinguda a l'equació 2.1, el coeficient d'exposició (C_e) obtingut a la figura 2.2 i els coeficients eòlics (C_p) recollits a les taules 2.1 i 2.2, obtenim els valors de la pressió estàtica (q_e) per a cada zona d'incidència. La taula 2.3 mostra cada un dels valors de les càrregues de vent en kN/m² i l'abast en el qual té efecte.

Paràmetres verticals						
		A	B	C	D	E
Pressió estàtica q_e (kN/m ²)		-1,39	-0,93	-0,58	0,93	0,58
Longitud (m)		1,8	16,2	46	80	80
Paràmetres de coberta						
		F	G	H	I	J
Incidència lateral	Pressió estàtica q_e (kN/m ²)	-1,97	-1,39	-0,7	-0,7	-0,23
	Superfície (m ²)	3.6x9	3.6x62	28.4x80	28.4x80	3.6x80
Incidència frontal	Pressió estàtica q_e (kN/m ²)	-1,85	-1,5	-0,81	-0,81	-
	Superfície (m ²)	9x3.6	23x3.6	32x18	32x58.4	-

Taula 2. 3

Càrregues de neu

La càrrega de neu, a diferència de la del vent, és un valor únic que depèn de la cota geogràfica de l'obra. Segons el CTE-DB-SE-AE, el valor de càrrega de neu per unitat de superfície en projecció horitzontal, per a cotes menors a 1000m, es troba mitjançant l'equació 2.3.

$$q_n = \mu \cdot S_k \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 2.3)$$

Al coeficient de forma (μ) s'hi assigna el valor de 1 per a cobertes de pendent inferior a 30°, tal com es mostra a l'apartat 3.5.3 del CTE. Per altra banda, el valor característic de la càrrega de neu sobre un terreny horitzontal (S_k) té el valor de 0,4 kN/m², tal com es troba a la taula 3.8 del mateix CTE, representada a la figura 2.9.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		0,2

Figura 2. 9 – Valor característic de la carrega de neu en funció de la província. Obtinguts de la taula 3.8 del CTE-DB-SE-AE.

Conseqüentment, substituint els valors obtinguts a la figura 2.9 a l'equació 2.3, es troba el següent valor de càrrega de neu:

$$q_n = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecàrregues d'ús

Les sobrecàrregues d'ús són aquelles que poden ser causades pel pes de cossos o objectes de posició variable tals com persones, mobiliari, etc. Aquestes càrregues poden tenir una importància notable si es tracta de finalitats de gran aglomeració o trànsit de persones. Els seus valors s'agrupen en diferents categories les quals venen recollides a la taula 3.1 del CTE-DB-SE-AE, i aquesta es mostra a la figura 2.10.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoria de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁸⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Figura 2. 10 – Valors característics de les sobrecàrregues d'ús dividit en categories. La figura prové de la taula 3.1 del CTE-DB-SE-AE.

Els valors que afecten als càlculs de l'obra són aquells relacionats amb establiments propis d'un palau d'esports tals com oficines, serveis, magatzems, vestíbuls, zones administratives, gimnàs i zones de gran aglomeració. També convé tenir en compte les sobrecàrregues d'ús destinades al manteniment de la coberta, tenint en compte que es tracta d'una coberta de 5°. La taula 2.4 recull els valors que afecten a l'obra en funció de la seva categoria.

Valors característics de les sobrecàrregues d'ús		
C1 – Zones amb taules i cadires	Per a sales de reunions de premsa, oficines, bars i d'altres espais adequats.	3 kN/m²
C2 – Zones amb seients fixes	Per a les grades.	4 kN/m²
C3 – Zones sense obstacles que impedeixin el lliure moviment de les persones com vestíbuls d'edificis públics, administratius, hotels, sales d'exposició en museus, etc.	Per a espais de trànsit tals com vestíbuls i passadissos.	5 kN/m²
C5 – Zones d'aglomeració	Per als espais d'aglomeració propis d'estadis esportius.	5 kN/m²
G1 – cobertes lleugeres sobre corretges	Coberta lleugera sobre les corretges de fusta accessible només per a conservació.	0.4 kN/m²

Taula 2. 4

Per al dimensionament d'elements portants horitzontals o bé elements verticals, en els què es combinin diferents sobrecàrregues d'ús d'una mateixa categoria, s'aplicarà un coeficient reductor a la suma de les sobrecàrregues, els quals es mostren a la figura 2.11.

Tabla 3.2. Coeficiente de reducción de sobrecargas

Elementos verticales			Elementos horizontales			
Número de plantas del mismo uso			Superficie tributaria (m²)			
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	0,7

Figura 2. 11 – Coeficients de reducció de sobrecàrregues, provinents de la taula 3.2 del CTE-DB-SE-AE.

Donat que la majoria de sales es troben a la planta baixa, els elements portants o verticals no es veuran afectats. La zona afectada serà aquella corresponent a la circulació d'espectadors al llarg de les grades. Per tant, afecta a la categoria C3 i C2, amb una superfície major a 100 m². Aleshores, el valor de la sobrecàrrega d'ús caldrà ser minorat per 0,7 tal com correspon a la superfície tributària de més de 100 m² per a elements horitzontals.

B.3.- COMBINACIONS D'ACCIONS

Cada una de les accions anteriors està relacionada a uns impactes tant interns com externs que no tenen perquè produir-se conjuntament. Les combinacions d'accions permeten relacionar aquestes accions seguint uns criteris de simultaneïtat, a més dels coeficients de seguretat corresponents.

Les accions de caràcter permanent i variable es combinen segons els coeficients donats al CTE-DB-SE, representats a les figures 3.1 i 3.2.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	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

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

Figura 3. 1 – Coeficients parcials de seguretat, obtinguts de la taula 4.1 del CTE-DB-SE.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_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 E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	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

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

Figura 3. 2 – Coeficients de simultaneïtat, obtinguts de la taula 4.2 del CTE-DB-SE.

De les figures obtenim la informació següent: les càrregues permanents representades a l'apartat D.2.1 seran multiplicades pel coeficient de seguretat 1,35 en el cas de ser desfavorables, o bé 0,80 en el cas de ser favorables a la combinació. Les càrregues variables, en canvi, seran multiplicades per 1,5 en situacions desfavorables, i no es tindran en compte en el cas de ser favorables.

En quant a coeficients de simultaneïtat, les equacions d'estats límit últims i estats límit de servei, les quals es detallen al següent apartat, relacionen solament el coeficient de primer ordre (ψ_0). Tal com indica la figura 3.2, els valors són els següents: en el cas de càrregues d'ús es multiplicarà segon el coeficient relacionat amb la categoria C, que és 0,7. Les càrregues de neu, per a alçades menors a 1000m, corresponen al coeficient 0,5. Finalment, les càrregues de vent seran multiplicades pel coeficient 0,6.

B.3.2.- Estat límit últim

Els estats límit últims (ELU) són els que, en ser superats, suposen un risc per a les persones que es troben a l'estructura degut al possible col·lapse. La combinació d'accions en estat límit últim segueix l'equació 3.1, obtinguda de l'expressió 4.3 del CTE-DB-SE aplicant els coeficients obtinguts a les figures 3.1 i 3.2.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 3.1)$$

D'on:

$G_{k,j}$ i P són els valors de les càrregues permanents i les tensions de pretesat respectivament.

$\gamma_{G,j}$ i γ_p són els coeficients de seguretat de càrregues permanents i tensions pretesades respectivament.

$\gamma_{Q,1}$ i $Q_{k,1}$ són el coeficient de seguretat i el valor de la càrrega variable principal.

$\gamma_{Q,i}$, $\psi_{0,i}$ i $Q_{k,i}$ són els coeficients de seguretat, els coeficients de simultaneïtat i els valors de les càrregues variables restants.

Les combinacions d'accions han de considerar totes les opcions possibles, realitzant un estudi complet de totes les alternatives i així obtenir la combinació més desfavorable la qual serà la que serà emprada per al càlcul posterior. Cal considerar els dos sentits de càrrega de les combinacions d'accions: succió i pressió. Aquests tindran influència sobre els coeficients de seguretat.

Les combinacions d'accions es realitzen per a cada un dels elements a estudiar. Aquestes tindran tres àrees significatives: coberta, composta per biguetes, jàsseres i bigues corbes; façana i elements interiors, dels quals s'hi troba pilars interiors, lloses, grades i altells.

Donat que els vents laterals són més desfavorables que els vents frontals, es farà un estudi dels primers ignorant els frontals.

Biguetes

A la següent taula 3.1 es mostren les combinacions ELU de les biguetes per als 2 casos: paràmetres de coberta per a vents laterals amb esforços de succió i pressió.

Paràmetres de coberta de pressió per a vents laterals									
Biguetes									
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,29	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1,35								0,23
2	1,35	1,5							0,71
3	1,35	1,5	0						0,71
4	1,35	1,5						0,75	0,95
5	1,35	1,5	0					0,75	0,95
6	1,35	1,5							0,71
7	1,35	1,5		0					0,71
Ús 8	1,35	1,5						0,75	0,95
Ppal 9	1,35	1,5		0				0,75	0,95
10	1,35	1,5							0,71
11	1,35	1,5			0				0,71
12	1,35	1,5						0,75	0,95
13	1,35	1,5			0			0,75	0,95
14	1,35	1,5							0,71
15	1,35	1,5				0			0,71

	16	1,35	1,5			0,75	0,95	
	17	1,35	1,5		0	0,75	0,95	
	18	1,35	1,5				0,71	
	19	1,35	1,5			0,9	0,88	
	20	1,35	1,5			0,75	0,95	
	21	1,35	1,5			0,9	0,75	1,12
Vent F Ppal	22	1,35		0				0,23
	23	1,35	1,05	0				0,57
	24	1,35	1,05	0		0,75		0,81
	25	1,35		0		0,75		0,47
Vent G Ppal	26	1,35			0			0,23
	27	1,35	1,05		0			0,57
	28	1,35	1,05		0	0,75		0,81
	29	1,35			0	0,75		0,47
Vent H Ppal	30	1,35			0			0,23
	31	1,35	1,05		0			0,57
	32	1,35	1,05		0	0,75		0,81
	33	1,35			0	0,75		0,47
Vent I Ppal	34	1,35				0		0,23
	35	1,35	1,05			0		0,57
	36	1,35	1,05			0	0,75	0,81
	37	1,35				0	0,75	0,47
Vent J Ppal	38	1,35				1,5		0,50
	39	1,35	1,05			1,5		0,84
	40	1,35	1,05			1,5	0,75	1,08
	41	1,35				1,5	0,75	0,74
Neu Ppal	42	1,35				1,5		0,71
	43	1,35	1,05			1,5		1,05
	44	1,35	1,05	0		1,5		1,05
	45	1,35		0		1,5		0,71
	46	1,35				1,5		0,71
	47	1,35	1,05			1,5		1,05
	48	1,35	1,05		0	1,5		1,05
	49	1,35			0	1,5		0,71
	50	1,35				1,5		0,71
	51	1,35	1,05			1,5		1,05
	52	1,35	1,05		0	1,5		1,05
	53	1,35			0	1,5		0,71
	54	1,35				1,5		0,71
	55	1,35	1,05			1,5		1,05
	56	1,35	1,05			0	1,5	1,05
	57	1,35				0	1,5	0,71
	58	1,35					1,5	0,71
	59	1,35	1,05				1,5	1,05

60	1,35	1,05					0,9	1,5	1,21
61	1,35						0,9	1,5	0,88
Paràmetres de coberta de succió per a vents laterals									
Biguetes									
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,29	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	0,8								0,14
2	0,8	0							0,14
3	0,8	0	0,9						-1,24
4	0,8	0						0	0,14
5	0,8	0	0,9					0	-1,24
6	0,8	0							0,14
7	0,8	0		0,9					-0,83
8	0,8	0						0	0,14
9	0,8	0		0,9				0	-0,83
10	0,8	0							0,14
Ús Ppal 11	0,8	0			0,9				-0,35
12	0,8	0						0	0,14
13	0,8	0			0,9			0	-0,35
14	0,8	0							0,14
15	0,8	0				0,9			-0,35
16	0,8	0						0	0,14
17	0,8	0				0,9		0	-0,35
18	0,8	0							0,14
19	0,8	0					0		0,14
20	0,8	0						0	0,14
21	0,8	0					0	0	0,14
22	0,8		1,5						-2,16
Vent F Ppal 23	0,8	0	1,5						-2,16
24	0,8	0	1,5					0	-2,16
25	0,8		1,5					0	-2,16
26	0,8			1,5					-1,48
Vent G Ppal 27	0,8	0		1,5					-1,48
28	0,8	0		1,5				0	-1,48
29	0,8			1,5				0	-1,48
30	0,8				1,5				-0,67
Vent H Ppal 31	0,8	0			1,5				-0,67
32	0,8	0			1,5			0	-0,67
33	0,8				1,5			0	-0,67
34	0,8					1,5			-0,67
Vent I Ppal 35	0,8	0				1,5			-0,67
36	0,8	0				1,5		0	-0,67

	37	0,8			1,5	0	-0,67
	38	0,8				0	0,14
Vent J	39	0,8	0			0	0,14
Ppal	40	0,8	0			0	0,14
	41	0,8				0	0,14
	42	0,8				0	0,14
	43	0,8	0			0	0,14
	44	0,8	0	0,9		0	-1,24
	45	0,8		0,9		0	-1,24
	46	0,8				0	0,14
	47	0,8	0			0	0,14
	48	0,8	0	0,9		0	-0,83
	49	0,8		0,9		0	-0,83
	50	0,8				0	0,14
Neu	51	0,8	0			0	0,14
Ppal	52	0,8	0		0,9	0	-0,35
	53	0,8			0,9	0	-0,35
	54	0,8				0	0,14
	55	0,8	0			0	0,14
	56	0,8	0		0,9	0	-0,35
	57	0,8			0,9	0	-0,35
	58	0,8				0	0,14
	59	0,8	0			0	0,14
	60	0,8	0			0	0,14
	61	0,8				0	0,14

Taula 3. 1

De la taula 3.1 s'extreu que la combinació de succió més desfavorable és de $2,16 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $1,21 \text{ kN/m}^2$.

Jàsseres i bigues corbes

Tant les jàsseres com les bigues corbes dels laterals es situen sota les biguetes. Per tant, les càrregues seran les mateixes exceptuant la zona d'incidència. En el cas de les jàsseres les zones F i G seran ignorades, doncs corresponen a l'extrem de la coberta. En les bigues corbes, en canvi, s'exclou la zona J. També caldrà sumar-hi la influència del pes de les biguetes que, sobre les jàsseres, s'hi recolzaran un total de 17 biguetes, mentre que seran 6 les que es recolzaran sobre la biga corba. Igual que en les biguetes, s'estudien els dos casos: succió i pressió per a cada cas. La taula 3.2 mostra les combinacions de les jàsseres, mentre que la taula 3.3 les combinacions de la biga corba.

Les càrregues variables de la jàssera es mantenen invariables. Les càrregues permanents es formen pel pes dels panells de fusta, de valor $0,29 \text{ kN/m}^2$ i les 17 biguetes recolzades que, repartit superficialment, es considera $0,085 \text{ kN/m}^2$.

El mateix passa amb la biga corba pel que respecta a les càrregues variables, però les càrregues permanents varien degut a que el nombre de biguetes es redueix a 6, però també el seu intereix. La càrrega superficial es considera de $0,27 \text{ kN/m}^2$.

Paràmetres de coberta de pressió per a vents laterals							
Jàsseres							
	G (permanents)	SU (us)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,375	0,4	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1,35						0,30
2	1,35	1,5					0,78
3	1,35	1,5	0				0,78
4	1,35	1,5				0,75	1,02
5	1,35	1,5	0			0,75	1,02
6	1,35	1,5					0,78
Ús	1,35	1,5		0			0,78
Ppal	1,35	1,5				0,75	1,02
9	1,35	1,5		0		0,75	1,02
10	1,35	1,5					0,78
11	1,35	1,5			0,9		0,95
12	1,35	1,5				0,75	1,02
13	1,35	1,5			0,9	0,75	1,19
14	1,35		0				0,30
Vent H	1,35	1,05	0				0,64
Ppal	1,35	1,05	0			0,75	0,88
17	1,35		0			0,75	0,54
18	1,35			0			0,30
Vent I	1,35	1,05		0			0,64
Ppal	1,35	1,05		0		0,75	0,88
21	1,35			0		0,75	0,54
22	1,35				1,5		0,57
Vent J	1,35	1,05			1,5		0,91
Ppal	1,35	1,05			1,5	0,75	1,15
25	1,35				1,5	0,75	0,81
Neu	1,35					1,5	0,78
Ppal	1,35	1,05				1,5	1,12

28	1,35	1,05	0		1,5	1,12
29	1,35		0		1,5	0,78
30	1,35				1,5	0,78
31	1,35	1,05			1,5	1,12
32	1,35	1,05	0		1,5	1,12
33	1,35		0		1,5	0,78
34	1,35				1,5	0,78
35	1,35	1,05			1,5	1,12
36	1,35	1,05		0,9	1,5	1,28
37	1,35			0,9	1,5	0,95

Paràmetres de coberta de succió per a vents laterals							
Jàsseres							
	G (permanents)	SU (us)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,375	0,4	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	0,8						0,18
2	0,8	0					0,18
3	0,8	0	0,9				-0,31
4	0,8	0				0	0,18
5	0,8	0	0,9			0	-0,31
6	0,8	0					0,18
Ús	0,8	0		0,9			-0,31
Ppal	0,8	0				0	0,18
9	0,8	0		0,9		0	-0,31
10	0,8	0					0,18
11	0,8	0			0		0,18
12	0,8	0				0	0,18
13	0,8	0			0	0	0,18
14	0,8		1,5				-0,63
Vent H	0,8	0	1,5				-0,63
Ppal	0,8	0	1,5			0	-0,63
17	0,8		1,5			0	-0,63
18	0,8			1,5			-0,63
Vent I	0,8	0		1,5			-0,63
Ppal	0,8	0		1,5		0	-0,63
21	0,8			1,5		0	-0,63
22	0,8				0		0,18
Vent J	0,8	0			0		0,18
Ppal	0,8	0			0	0	0,18
25	0,8				0	0	0,18
26	0,8					0	0,18
Neu	0,8	0				0	0,18
Ppal	0,8	0	0,9			0	-0,31

29	0,8		0,9		0	-0,31
30	0,8				0	0,18
31	0,8	0			0	0,18
32	0,8	0	0,9		0	-0,31
33	0,8		0,9		0	-0,31
34	0,8				0	0,18
35	0,8	0			0	0,18
36	0,8	0		0	0	0,18
37	0,8			0	0	0,18

Taula 3. 2

Paràmetres de coberta de pressió per a vents laterals								
Biga corba								
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,5604	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1,35							0,45
2	1,35	1,5						0,93
3	1,35	1,5	0					0,93
4	1,35	1,5					0,75	1,17
5	1,35	1,5	0				0,75	1,17
6	1,35	1,5						0,93
7	1,35	1,5		0				0,93
8	1,35	1,5					0,75	1,17
Ús Ppal 9	1,35	1,5		0			0,75	1,17
10	1,35	1,5						0,93
11	1,35	1,5			0			0,93
12	1,35	1,5					0,75	1,17
13	1,35	1,5			0		0,75	1,17
14	1,35	1,5						0,93
15	1,35	1,5				0		0,93
16	1,35	1,5					0,75	1,17
17	1,35	1,5				0	0,75	1,17
18	1,35		0					0,45
Vent F Ppal 19	1,35	1,05	0					0,79
20	1,35	1,05	0				0,75	1,03
21	1,35		0				0,75	0,69
22	1,35			0				0,45
Vent G Ppal 23	1,35	1,05		0				0,79
24	1,35	1,05		0			0,75	1,03
25	1,35			0			0,75	0,69
Vent H 26	1,35				0			0,45

Ppal	27	1,35	1,05		0		0,79
	28	1,35	1,05		0	0,75	1,03
	29	1,35			0	0,75	0,69
Vent I Ppal	30	1,35				0	0,45
	31	1,35	1,05			0	0,79
	32	1,35	1,05			0	0,75
	33	1,35				0	0,75
Neu Ppal	34	1,35					1,5
	35	1,35	1,05				1,5
	36	1,35	1,05	0			1,5
	37	1,35		0			1,5
	38	1,35					1,5
	39	1,35	1,05				1,5
	40	1,35	1,05	0			1,5
	41	1,35		0			1,5
	42	1,35					1,5
	43	1,35	1,05				1,5
	44	1,35	1,05		0		1,5
	45	1,35			0		1,5
	46	1,35					1,5
	47	1,35	1,05				1,5
	48	1,35	1,05			0	1,5
	49	1,35				0	1,5

Paràmetres de coberta de succió per a vents laterals

Biga corba								
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,5604	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	0,8							0,27
2	0,8	0						0,27
3	0,8	0	0,9					-1,11
4	0,8	0					0	0,27
5	0,8	0	0,9				0	-1,11
6	0,8	0						0,27
7	0,8	0		0,9				-0,70
Ús Ppal	8	0,8	0				0	0,27
	9	0,8	0	0,9			0	-0,70
	10	0,8	0					0,27
	11	0,8	0		0,9			-0,22
	12	0,8	0				0	0,27
	13	0,8	0		0,9		0	-0,22
	14	0,8	0					0,27
	15	0,8	0			0,9		-0,22

	16	0,8	0		0	0,27
	17	0,8	0		0,9	-0,22
	18	0,8		1,5		-2,03
Vent F	19	0,8	0	1,5		-2,03
Ppal	20	0,8	0	1,5	0	-2,03
	21	0,8		1,5	0	-2,03
	22	0,8		1,5		-1,35
Vent G	23	0,8	0	1,5		-1,35
Ppal	24	0,8	0	1,5	0	-1,35
	25	0,8		1,5	0	-1,35
	26	0,8		1,5		-0,54
Vent H	27	0,8	0	1,5		-0,54
Ppal	28	0,8	0	1,5	0	-0,54
	29	0,8		1,5	0	-0,54
	30	0,8			1,5	-0,54
Vent I	31	0,8	0		1,5	-0,54
Ppal	32	0,8	0		1,5	-0,54
	33	0,8			1,5	-0,54
	34	0,8			0	0,27
	35	0,8	0		0	0,27
	36	0,8	0	0,9	0	-1,11
	37	0,8		0,9	0	-1,11
	38	0,8			0	0,27
	39	0,8	0		0	0,27
	40	0,8	0	0,9	0	-0,70
Neu	41	0,8		0,9	0	-0,70
Ppal	42	0,8			0	0,27
	43	0,8	0		0	0,27
	44	0,8	0		0,9	-0,22
	45	0,8			0,9	-0,22
	46	0,8			0	0,27
	47	0,8	0		0	0,27
	48	0,8	0		0,9	-0,22
	49	0,8			0,9	-0,22

Taula 3. 3

De la taula 3.2 s'extreu que la combinació de succió més desfavorable en les jàsseres és de $0,63 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $1,28 \text{ kN/m}^2$. De la taula 3.3, en canvi, se'n treu que la combinació de succió més desfavorable en les bigues corbes és de $2,03 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $1,27 \text{ kN/m}^2$.

B.3.3.- Estat límit de servei

Els estats límit de servei són els que, en ser superats, afecten al confort i al benestar dels usuaris o terceres persones i al correcte funcionament de la construcció. La combinació d'accions en estat límit de servei segueix l'equació 3.2, provinent de l'expressió 4.6 del CTE-DB-SE.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

D'on:

$G_{k,j}$ i P són els valors de les càrregues permanents i les tensions de pretesat respectivament.

$Q_{k,1}$ és el valor de la càrrega variable principal.

$\psi_{0,i}$, i $Q_{k,i}$ són els coeficients de simultaneïtat i els valors de les càrregues variables restants.

Es pot apreciar que, a diferència de la combinació ELU, aquesta no considera els coeficients de majoració. Igual que en les combinacions ELU, es farà una taula per a les biguetes, les jàsseres i les bigues corbes. En aquest cas, però, no hi ha distinció entre succió o pressió, doncs l'absència de coeficient de majoració no ho permet.

Biguetes

A la taula 3.4 es mostren les combinacions d'estat límit de servei ELS de les biguetes:

Paràmetres de coberta per a vents laterals									
Biguetes									
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m ²)
KN/m ²	0,29	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
k _{mod}	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1								0,17
2	1	1							0,49
Ús Ppal	3	1	1	0,6					-0,42
4	1	1						0,5	0,65

	5	1	1	0,6		0,5	-0,26
	6	1	1				0,49
	7	1	1	0,6			-0,15
	8	1	1			0,5	0,65
	9	1	1	0,6		0,5	0,01
	10	1	1				0,49
	11	1	1		0,6		0,17
	12	1	1			0,5	0,65
	13	1	1		0,6	0,5	0,33
	14	1	1				0,49
	15	1	1		0,6		0,17
	16	1	1			0,5	0,65
	17	1	1		0,6	0,5	0,33
	18	1	1				0,49
	19	1	1			0,6	0,60
	20	1	1			0,5	0,65
	21	1	1			0,6	0,76
	22	1		1			-1,36
Vent F	23	1	0,7	1			-1,13
Ppal	24	1	0,7	1		0,5	-0,97
	25	1		1		0,5	-1,20
	26	1			1		-0,91
Vent G	27	1	0,7		1		-0,68
Ppal	28	1	0,7		1	0,5	-0,52
	29	1			1	0,5	-0,75
	30	1			1		-0,37
Vent H	31	1	0,7		1		-0,14
Ppal	32	1	0,7		1	0,5	0,02
	33	1			1	0,5	-0,21
	34	1			1		-0,37
Vent I	35	1	0,7		1		-0,14
Ppal	36	1	0,7		1	0,5	0,02
	37	1			1	0,5	-0,21
	38	1				1	0,35
Vent J	39	1	0,7			1	0,58
Ppal	40	1	0,7			1	0,74
	41	1				1	0,51
	42	1				1	0,49
	43	1	0,7			1	0,72
Neu	44	1	0,7	0,6		1	-0,20
Ppal	45	1		0,6		1	-0,42
	46	1				1	0,49
	47	1	0,7			1	0,72
	48	1	0,7	0,6		1	0,07

49	1		0,6		1	-0,15
50	1				1	0,49
51	1	0,7			1	0,72
52	1	0,7		0,6	1	0,39
53	1			0,6	1	0,17
54	1				1	0,49
55	1	0,7			1	0,72
56	1	0,7		0,6	1	0,39
57	1			0,6	1	0,17
58	1				1	0,49
59	1	0,7			1	0,72
60	1	0,7			0,6	1
61	1				0,6	1

Taula 3. 4

De la taula 3.4 s'extreu que la combinació de succió més desfavorable en les biguetes és de $1,36 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $0,83 \text{ kN/m}^2$.

Jàsseres i biga corba

Repetint el procediment vist anteriorment amb l'estat límit últim per a les jásseres i la biga corba, es calculen les combinacions d'accions substituint els valors de càrregues variables i permanents a l'equació 3.2. La taula 3.5 ens mostra els valors obtinguts de les combinacions per a les jásseres, i la taula 3.6 ens mostra els de la biga corba.

Paràmetres de coberta per a vents laterals							
Jàsseres							
	G (permanents)	SU (us)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	V(J) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m ²)
KN/m ²	0,375	0,4	-0,6	-0,6	0,2	0,4	
k _{mod}	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1						0,23
2	1	1					0,55
3	1	1	0,6				0,22
4	1	1				0,5	0,71
Ús	5	1	0,6			0,5	0,38
Ppal	6	1					0,55
7	1	1		0,6			0,22
8	1	1				0,5	0,71
9	1	1		0,6		0,5	0,38

	10	1	1				0,55
	11	1	1		0,6		0,65
	12	1	1			0,5	0,71
	13	1	1		0,6	0,5	0,81
	14	1		1			-0,32
Vent H	15	1	0,7	1			-0,09
Ppal	16	1	0,7	1		0,5	0,07
	17	1		1		0,5	-0,16
	18	1			1		-0,32
Vent I	19	1	0,7		1		-0,09
Ppal	20	1	0,7		1	0,5	0,07
	21	1			1	0,5	-0,16
	22	1				1	0,41
Vent J	23	1	0,7			1	0,63
Ppal	24	1	0,7			1	0,79
	25	1				1	0,57
	26	1					1
	27	1	0,7				1
	28	1	0,7	0,6			1
	29	1		0,6			1
	30	1					1
Neu	31	1	0,7				1
Ppal	32	1	0,7		0,6		1
	33	1			0,6		1
	34	1					1
	35	1	0,7				1
	36	1	0,7		0,6	1	0,88
	37	1			0,6	1	0,65

Taula 3. 5

Paràmetres de coberta per a vents laterals								
Biga corba								
	G (permanents)	SU (us)	V(F) (Vent)	V(G) (Vent)	V(H) (Vent)	V(I) (Vent)	N (neu)	Combinació (kN/m2)
KN/m2	0,5604	0,4	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,4	
kmod	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	
1	1							0,34
2	1	1						0,66
3	1	1	0,6					-0,26
Ús	1	1					0,5	0,82
Ppal	1	1	0,6				0,5	-0,10
6	1	1						0,66
7	1	1		0,6				0,01

	8	1	1			0,5	0,82
	9	1	1	0,6		0,5	0,17
	10	1	1				0,66
	11	1	1		0,6		0,33
	12	1	1			0,5	0,82
	13	1	1		0,6	0,5	0,49
	14	1	1				0,66
	15	1	1			0,6	0,33
	16	1	1			0,5	0,82
	17	1	1			0,6	0,49
	18	1		1			-1,19
Vent F	19	1	0,7	1			-0,97
Ppal	20	1	0,7	1		0,5	-0,81
	21	1		1		0,5	-1,03
	22	1		1			-0,74
Vent G	23	1	0,7	1			-0,52
Ppal	24	1	0,7	1		0,5	-0,36
	25	1		1		0,5	-0,58
	26	1			1		-0,20
Vent H	27	1	0,7		1		0,02
Ppal	28	1	0,7		1	0,5	0,18
	29	1			1	0,5	-0,04
	30	1				1	-0,20
Vent I	31	1	0,7			1	0,02
Ppal	32	1	0,7			1	0,18
	33	1				1	0,5
	34	1				1	0,66
	35	1	0,7			1	0,88
	36	1	0,7	0,6		1	-0,04
	37	1		0,6		1	-0,26
	38	1				1	0,66
	39	1	0,7			1	0,88
	40	1	0,7	0,6		1	0,23
Neu	41	1		0,6		1	0,01
Ppal	42	1				1	0,66
	43	1	0,7			1	0,88
	44	1	0,7		0,6	1	0,56
	45	1			0,6	1	0,33
	46	1				1	0,66
	47	1	0,7			1	0,88
	48	1	0,7			0,6	1
	49	1				0,6	1

Taula 3. 6

De la taula 3.5 s'extreu que la combinació de succió més desfavorable en les jàsseres és de $0,32 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $0,88 \text{ kN/m}^2$. De la taula 3.6, en canvi, se'n treu que la combinació de succió més desfavorable en les bigues corbes és de $1,19 \text{ kN/m}^2$, i la combinació de pressió més desfavorable és de $0,88 \text{ kN/m}^2$.

B.4.- BASES DE CÀLCUL

L'estructura del pavelló està constituïda per dos materials: fusta i formigó armat. En el primer cas, es segueixen els criteris del document bàsic de seguretat estructural per a materials de fusta (CTE-DB-SE-M) i de la norma UNE-EN 14080. Seguint aquest criteri es calcularan els elements estructurals següents: biguetes, jàsseres i bigues corbes. Els restants elements estructurals seran compostos per formigó armat, seguint així els criteris de la instrucció espanyola del formigó estructural (EHE). Dins el grup d'elements de formigó, es calcularà la seva secció i armats per a les grades, bigues de suport de grades, lloses i pilars interiors. Els altres elements de formigó es simplificarà el càlcul donat que són prefabricats.

B.4.1.- Elements estructurals de fusta laminada encolada

Una de les propietats més significatives de la fusta, la qual influeix en gran mesura en els seus criteris de càlcul, és la seva anisotropia. La resistència del material varia significativament en funció del sentit de la fibra. Per tant, convé estudiar les diferents tensions en els sentits perpendiculars a la fibra ja que el criteri de falla és molt més desfavorable. A més a més, la fusta és un material molt susceptible als canvis de temperatura i humitat, a més de tenir perill a infeccions bacterianes. Aquests aspectes influeixen a la seva deformació a llarga durada.

Factors que afecten al comportament estructural de la fusta

Per a cada element estructural es seleccionarà una classe de duració de les accions, la qual posteriorment servirà com a criteri per a coeficients correctors de les propietats del material. A la figura 4.1 es mostren les diferents tipologies.

Tabla 2.2 Clases de duración de las acciones		
Clase de duración	Duración aproximada acumulada de la acción en valor característico	Acción
Permanente	más de 10 años	Permanente, peso propio
Larga	de 6 meses a 10 años	Apeos o estructuras provisionales no itinerantes
Media	de una semana a 6 meses	sobrecarga de uso; nieve en localidades de >1000 m
Corta	menos de una semana	viento; nieve en localidades de < 1000 m
Instantánea	algunos segundos	sismo

Figura 4. 1 – Clases de duració de les accions obtingudes de la taula 2.2 del CTE-DB-SE-M

Paral·lelament a la duració de les accions, s'escull una classe de servei la qual es veu afectada per les condicions d'entorn de l'element estructural, sobretot de la seva exposició a la humitat. Els criteris de selecció de classe de servei, segons l'apartat 2.2.2.2 del CTE-DB-SE-M és el següent:

- Classe de servei 1: es caracteritza per tenir un contingut d'humitat a la fusta corresponent a una temperatura de $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ i una humitat relativa de l'aire que solament excedeixi el 65% unes poques setmanes a l'any.
- Classe de servei 2: es caracteritza per un contingut d'humitat a la fusta corresponent a una temperatura de $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ i una humitat relativa que solament excedeixi el 85% unes poques vegades l'any.
- Classe de servei 3: condicions ambientals que condueixin a continguts d'humitat superior al de la classe de servei 2.

Factors de correcció de les propietats del material i de les unions

Les propietats del material es veuran afectades per la geometria de l'element estructural, a més de les condicions d'entorn comentades a l'apartat anterior.

El valor de càlcul de les propietats del material es multiplicarà per factors correctors seguint l'equació 4.1.

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M} \right) \quad (\text{Eq 4.1})$$

On:

X_k és el valor característic de la propietat del material

γ_M és el coeficient de seguretat per a la propietat del material, definit a la figura 4.2.

k_{mod} és el factor de modificació, mostrat a la figura 4.3.

Tabla 2.3 Coeficientes parciales de seguridad para el material, γ_M .

Situaciones persistentes y transitorias:	
- Madera maciza	1,30
- Madera laminada encolada	1,25
- Madera microlaminada, tablero contrachapado, tablero de virutas orientadas	1,20
- Tablero de partículas y tableros de fibras (duros, medios, densidad media, blandos)	1,30
- Uniones	1,30
- Placas clavo	1,25
Situaciones extraordinarias:	
	1,0

De manera análoga se define el valor de la capacidad de carga de cálculo (referida a una unión o un sistema estructural), R_d , según la expresión:

$$R_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{R_k}{\gamma_M} \right) \quad (2.7)$$

siendo:

R_k valor característico de la capacidad de carga;

γ_M coeficiente parcial de seguridad correspondiente definido en esta tabla.

Figura 4. 2 – Coeficients parcials de seguretat per al material, obtinguts de la taula 2.3 del CTE-DB-SE-M.

 Tabla 2.4 Valores del factor k_{mod} .

Material	Norma	Clase de servicio	Clase de duración de la carga				
			Permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Madera maciza		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Madera laminada encolada		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Madera microlaminada		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Tablero contrachapado	UNE EN 636						
	Partes 1, 2 y 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Partes 2 y 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Tablero de virutas orientadas (OSB) ¹	UNE EN 300						
	OSB/2	1	0,25	0,30	0,40	0,65	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,30	0,40	0,50	0,70	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,20	0,25	0,35	0,50	0,90
Tablero de partículas	UNE EN 312						
	Partes 4 y 5	1	0,25	0,30	0,40	0,65	1,10
	Parte 5	2	0,20	0,20	0,25	0,45	0,80
Tablero de partículas	UNE EN 312						

¹ OSB = Oriented Strand Board. El acrónimo es usado frecuentemente en lengua inglesa y se ha acuñado como un nombre usual para el material en otros idiomas, como que de hecho sucede ya en el nuestro.

 Figura 4. 3 – Valors del factor k_{mod} , obtingut de la taula 2.4 del CTE-DB-SE-M

Tal com es demostra a l'annex F de la norma UNE-EN 14080, també present a l'apartat 2.2.1.2 del CTE-DB-SE-M, la geometria de l'element estructural també afecta a les seves propietats. Els valors característics de resistència a la flexió ($f_{m,g,k}$) i resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) es multiplicaran pel factor k_h per a bigues de canto inferior a 600mm. L'equació 4.2 mostra la influència de l'alçada de la secció de la biga.

$$k_h = \max \left\{ \left(\frac{h}{600} \right)^{0,1} \right. \\ \left. 0,90 \right\} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

D'on h representa l'alçada de la secció de la biga.

Seguint les especificacions dels mateixos documents, s'observa que el nombre de làmines que conforma la biga de fusta laminada encolada i el gruix d'aquestes també influeix a les propietats. El valor característic de la resistència a flexió per a gruixos menors a 40mm ha de corregir-se pel factor k tal com indica la equació 4.3.

$$k = \min \left\{ \left(\frac{40}{t} \right)^{0,1} \right. \\ \left. 1,05 \right\} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

D'on t representa el gruix de les làmines.

Per a fustes laminades encolades constituïdes al menys per 10 làmines, els productes $E_{0,g,l}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Factor de correcció de les càrregues

De forma anàloga al factor corrector de les propietats del material, també s'aplica un factor a les càrregues de càlcul, tal com indica l'equació 4.4.

$$R_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{R_k}{\gamma_M} \right) \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Assignació de classe resistent de la fusta

Les propietats característiques de la fusta laminada encolada depenen del tipus de fusta que s'utilitza. Per això s'ha estipulat un seguit de classes resistents que classifiquen aquestes propietats.

La resistència mecànica de les fustes laminades encolades han de ser verificades mitjançant un dels tres mètodes següents: classificació de la classe resistent en funció de les propietats de les làmines i les seves combinacions tal com es mostra tabulat a l'apartat 5.1.4 de la norma UNE-EN 14080, el segon mètode es basa en càlculs tenint en compte les combinacions de les seccions transversals i les propietats indicades per a les làmines i les unions dentades segons l'apartat 5.1.5 i, finalment, la tercera alternativa és seleccionar la classe resistent mitjançant assajos tal com detalla l'apartat 5.1.6. En aquest projecte s'optarà per la tabulació de les classes resistents. La figures 4.4, 4.5, 4.6 i 4.7 mostren les taules de les propietats mecàniques de cada classe resistent.

Tabla 1 – Propiedades de resistencia característica y rigidez para las clases T en N/mm² y densidades en kg/m³ de las tablas para madera laminada encolada

Clase de resistencia T de las tablas ^a	$f_{t,0,1k}$	$E_{t,0,1mE_0}$	ρ_{1k}
T8 (C14)	8	7 000	290
T9	9	7 500	300
T10 (C16)	10	8 000	310
T11 (C18)	11	9 000	320
T12 (C20)	12	9 500	330
T13 (C22)	13	10 000	340
T14 (C24)	14	11 000	350
T14,5	14,5	11 000	350
T15	15	11 500	360
T16 (C27)	16	11 500	370
T18 (C30)	18	12 000	380
T21 (C35)	21	13 000	390
T22	22	13 000	390
T24 (C40)	24	13 500	400
T26	26	14 000	410
T27 (C45)	27	15 000	410
T28	28	15 000	420
T30 (C50)	30	15 500	430

^a Las clases C conformes con la Norma EN 338:2009 cumplen como mínimo los valores indicados para las clases T correspondientes.

Figura 4. 4 – Taula de classes resistents de les làmines que conformen la biga de fusta laminada encolada, provinent de la norma UNE-EN 14080 apartat 5.1.4.

Tabla 3 – Combinaciones de láminas de madera laminada encolada homogénea y valores mínimos de resistencia a flexión de los empalmes por unión dentada de las láminas en N/mm²

Clase resistente de la madera laminada encolada	Clase resistente de las láminas	$f_{m,jk}$
GL 20h	T10	25
GL 20h	T11	22
GL 22h	T13	25
GL 24h	T14	30
GL 26h	T16	33
GL 28h	T18	36
GL 30h	T21	38
GL 30h	T22	37
GL 32h	T24	41
GL 32h	T26	38

Figura 4. 5 – Classes resistents corresponents a fustes laminades encolades homogènies.

Tabla 4 – Propiedades características de resistencia y rigidez en N/mm², y de densidad en kg/m³ para madera laminada encolada combinada

Propiedad *	Símbolo	Clase resistente de madera laminada encolada						
		GL 20c	GL 22c	GL 24c	GL 26c	GL 28c	GL 30c	GL 32c
Resistencia a flexión	$f_{m,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Resistencia a tracción	$f_{t,0,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,k}$	0,5						
Resistencia a compresión	$f_{c,0,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,k}$	2,5						
Resistencia a esfuerzo cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,k}$	3,5						
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,k}$	1,2						
Módulo de elasticidad	$E_{0,k,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,k,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,k,mean}$	300						
	$E_{90,k,05}$	250						
Módulo de elasticidad transversal	$G_{k,mean}$	650						
	$G_{k,05}$	540						
Módulo de cortante de rodadura	$G_{r,k,mean}$	65						
	$G_{r,k,05}$	54						
Densidad ^b	$\rho_{k,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{k,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

^a Las propiedades indicadas en esta tabla se han calculado de acuerdo con el apartado 5.1.5 teniendo en cuenta las combinaciones indicadas en la tabla 2. Si otras combinaciones para una determinada clase resistente conducen a valores característicos diferentes se indican aquí los valores más bajos.

^b Calculada como media ponderada de las densidades de diferentes zonas de las láminas, véase el apartado 5.1.5.3, 5° párrafo.

Figura 4. 6 – Propietats característiques de la fusta laminada encolada combinada en funció de la seva classe resistent.

Tabla 5 – Propiedades características de resistencia y rigidez en N/mm^2 , y densidad en kg/m^3 para madera laminada encolada homogénea

Propiedad	Símbolo	Clase resistente de madera laminada encolada						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Resistencia a flexión	$f_{m,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Resistencia a tracción	$f_{t0,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t90,k}$	0,5						
Resistencia a compresión	$f_{c0,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c90,k}$	2,5						
Resistencia a esfuerzo cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,k}$	3,5						
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,k}$	1,2						
Módulo de elasticidad	$E_{0,k,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,k,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,k,mean}$	300						
	$E_{90,k,05}$	250						
Módulo de elasticidad transversal	$G_{x,mean}$	650						
	$G_{x,05}$	540						
Módulo de cortante de rodadura	$G_{r,k,mean}$	65						
	$G_{r,k,05}$	54						
Densidad	$\rho_{e,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{e,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Figura 4. 7 – Propietats característiques de la fusta laminada encolada homogènia en funció de la seva classe resistent.

Independentment del valor de la propietat característica obtingut a les figures 4.4 i 4.5, els valors de càlcul han de complir els requisits de les classes resistents indicades a les figures 4.6 i 4.7.

La figura 4.8 detalla la distribució i la proporció de classes resistents de les làmines per a bigues de fusta laminada encolada combinada al llarg de la secció.

Tabla 2 – Combinaciones de láminas de madera laminada encolada combinada y valores mínimos de resistencia a flexión de los empalmes por unión dentada de las láminas en N/mm²

Madera laminada encolada Clase resistente	Zonas de laminado exteriores			Zonas de laminado intermedias			Zona de laminado interior		
	Clase resistente	Proporción [%]	$f_{m,ik}$ [N/mm ²]	Clase resistente	Proporción [%]	$f_{m,ik}$ [N/mm ²]	Clase resistente	Proporción [%]	$f_{m,ik}$ [N/mm ²]
GL 20c	T13	2x33	21	–	–	–	T8	34	18
GL 22c	T13	2x33	26	–	–	–	T8	34	18
GL 24c	T14	2x33	31	–	–	–	T9	34	19
GL 26c	T16	2x33	34	–	–	–	T11	34	22
GL 28c	T18	2x25	37	–	–	–	T14	50	28
GL 28c	T21	2x17	36	–	–	–	T14	66	26
GL 28c	T21	2x17	38	–	–	–	T13	66	25
GL 28c	T21	2x25	35	–	–	–	T11	50	22
GL 28c	T21	2x20	35	T14	2x20	28	T11	20	22
GL 28c	T22	2x20	35	–	–	–	T13	60	25
GL 30c	T22	2x17	40	–	–	–	T15	66	27
GL 30c	T22	2x17	41	–	–	–	T14	66	28
GL 30c	T22	2x20	40	T14	2x20	30	T11	20	22
GL 30c	T22	2x17	42	T14	2x23	31	T11	20	22
GL 32c	T24	2x17	44	–	–	–	T18	66	31
GL 32c	T26	2x17	45	–	–	–	T14	66	26
GL 32c	T26	2x10	48	T18	2x20	32	T11	40	22

Figura 4. 8 – Combinació de les làmines de fusta laminada encolada, obtinguda de la taula 2 del punt 5.1.4.3 de la norma UNE-EN 14080.

Factores de disseny de l'estructura

El disseny de l'element estructural està molt lligat al seu comportament. Una curvatura, una secció variable o una reducció de secció implica unes variacions considerables en els càlculs.

En aquest projecte s'ha de considerar l'efecte d'una curvatura en una biga, present tant a l'element biga corba com a la jàssera, una secció variable i una unió macrodentada, ambdós presents també a la jàssera.

La influència d'una secció variable està detallada a l'apartat 6.4.2 del CTE-DB-SE-M. En les fibres extremes de la secció, les tensions de càlcul a flexió a les cantonades paral·leles i inclinades en la direcció de la fibra han de complir les condicions mostrades a les equacions 4.5 i 4.6.

$$\sigma_{m,0,d} \leq f_{m,d} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 4.5)$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 4.6)$$

On:

$f_{m,d}$ és la resistència de càlcul a flexió $[N/mm^2]$.

$\sigma_{m,0,d}$ és la tensió normal a l'extrem paral·lel de la secció $[N/mm^2]$.

$\sigma_{m,\alpha,d}$ és la tensió normal a l'extrem inclinat de la secció $[N/mm^2]$.

$k_{m,\alpha}$ és el coeficient definit a continuació.

Per a tensions de tracció, el coeficient $k_{m,\alpha}$ segueix l'equació 4.7. Per a tensions de compressió, en canvi, l'equació 4.8.

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0.75 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (Eq. 4.7)$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1.5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (Eq. 4.8)$$

On:

$f_{v,d}$ és la resistència de càlcul a tallant $[N/mm^2]$.

$f_{t,90,d}$ és la resistència de càlcul a tracció perpendicular a la fibra $[N/mm^2]$.

$f_{c,90,d}$ és la resistència de càlcul a compressió perpendicular a la fibra $[N/mm^2]$.

El muntatge de la jàssera mitjançant unió macrodentada també afecta al valor de càlcul de les propietats del material. Tal com indica la norma UNE-EH 1480 a l'annex F, el valor de la

resistència a flexió serà multiplicat pel factor k_h sempre i quan l'alçada de la secció sigui inferior a 600mm. A l'equació 4.9 es veu detallat.

$$k_h = \max. \left\{ \left(\frac{h}{600} \right)^{0,1} \right. \\ \left. 0,90 \right\} \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Finalment, tal com indica el CTE-DB-SE-M a l'apartat 6.4.4, la resistència de càlcul es veu afectada per l'existència de traçats de forma corbada a l'element biga. Caldrà comprovar que la tensió de flexió al punt més desfavorable de la biga compleixi l'equació 4.10.

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{m,d} \quad [N/mm^2] \quad (\text{Eq 4.10})$$

La tensió de flexió ($\sigma_{m,d}$) es calcula mitjançant la fórmula 4.11, mentre que el coeficient de curvatura (k_l) es troba amb la fórmula 4.17.

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad [N/mm^2] \quad (\text{Eq 4.11})$$

D'on:

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (\text{Eq 4.12})$$

$$k_1 = 1 + 1.4 \cdot tg \alpha_{ap} + 5.4 \cdot tg^2 \alpha_{ap} \quad (\text{Eq 4.13})$$

$$k_2 = 0.35 - 8 \cdot tg \alpha_{ap} \quad (\text{Eq. 4.14})$$

$$k_3 = 0.6 + 8.3 \cdot tg \alpha_{ap} - 7.8 \cdot tg^2 \alpha_{ap} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

$$k_4 = 6 \cdot tg^2 \alpha_{ap} \quad (\text{Eq 4.16})$$

$M_{ap,d}$ és el moment flector de càlcul en la secció del vèrtex $[Nmm]$.

b és l'amplada de la secció $[mm]$.

h_{ap} és l'alçada de la secció en el vèrtex de la biga [mm].

α_{ap} és l'angle del pendent de la biga. (Serà 0° en el cas de bigues corbes de secció constant).

r es calcula amb la fórmula 4.18

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{per a } \frac{r_{ln}}{t} \geq 240 \\ 0.76 + 0.001 \frac{r_{ln}}{t} & \text{per a } \frac{r_{ln}}{t} < 240 \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

$$r = r_{ln} + 0.5 \cdot h_{ap} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Eq. 4.18})$$

D'on:

t és el gruix de la làmina [mm].

r_{ln} és el radi de curvatura interior de la biga [mm].

Efectes de fluència

Per a considerar efectes de fluència de la fusta cal incrementar les deformacions inicials elàstiques, tant a nivell de peça com de unió. Aquesta variació només s'aplicarà a càrregues permanents i es durà a terme seguint l'equació 4.19.

$$\delta_{fin} = \delta_{ini}(1 + k_{def}) \quad (\text{Eq. 4.19})$$

On:

δ_{fin} és la deformació final

δ_{ini} és la deformació inicial

k_{def} és el factor de fluència que té en compte l'existència de càrregues permanents i el contingut d'humitat de la fusta, representat a la figura 4.9.

Tabla 5.1 Valores de k_{def} para madera y productos derivados de la madera para acciones cuasi-permanentes (en el resto no se considera)

Material	Tipo de producto	Clase de servicio		
		1	2	3
Madera maciza		0,60	0,80	2,00
Madera laminada encolada		0,60	0,80	2,00
Madera microlaminada (LVL)		0,60	0,80	2,00
Tablero contrachapado	UNE EN 636			
	Parte 1	0,80	-	-
	Parte 2	0,80	1,00	-
	Parte 3	0,80	1,00	2,50
Tablero de virutas orientadas (OSB)	UNE EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
Tablero de partículas	UNE EN 312			
	Parte 4	2,25	-	-
	Parte 5	2,25	3,00	-
	Parte 6	1,5	-	-
	Parte 7	1,50	2,25	-
Tablero de fibras duro	UNE EN 622-2			
	HB.LA	2,25	-	-
	HB.HLS	2,25	3,00	-
Tablero de fibras semiduro	UNE EN 622-3			
	MBH.LA	3,00	-	-
	MBH.HLS	3,00	4,00	-
Tablero de fibras de densidad media (DM)	UNE EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-
Tablero de fibras blando	UNE EN 622-4	3,00	4,00	-

Figura 4. 9 – Valors del factor k_{def} , provinent de la taula 5.1 del CTE-DB-SE-M.

B.4.2.- Unions

Les unions estudiades en aquest projecte fan referència a acoblaments entre dos elements de fusta o un element de fusta i un de formigó armat. Aquestes unions es basaran en mecanismes de planxes d'acer unides amb perns travessers.

El codi tècnic de l'edificació dóna diferents referències sobre com fer comprovacions a les unions per a elements de fusta.

Primerament s'estudiarà la influència de forats en les bigues de fusta. Aquesta comprovació ve detallada a l'apartat 6.6 del CTE-DB-SE-M. Es verificarà la resistència a tallant d'una peça amb forats com els indicats a la figura 4.10.

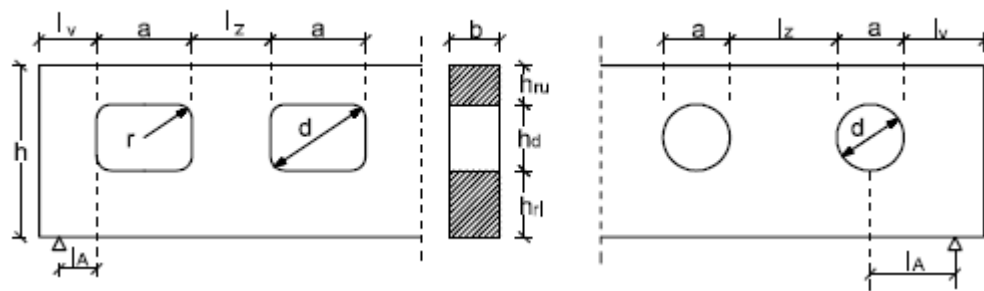


Figura 4. 10 – Dimensions i distàncies dels forats, provinent de la figura 6.17 del CTE-DB-SE-M.

Les dimensions han de complir les condicions següents:

$$l_v \geq h$$

$$l_z \geq \max(h, 300 \text{ mm})$$

$$l_A \geq h/2$$

$$h_{ru} \geq 0.25 \cdot h$$

$$h_{rl} \geq 0.25 \cdot h$$

$$a \leq h$$

$$h_d \leq 0.4 \cdot h$$

$$r \geq 15 \text{ mm}$$

La capacitat de càrrega de les unions, concretament unions entre fusta i acer utilitzant perns, s'especifica a l'apartat 8.3.4 del CTE-DB-SE-M. Tal com s'indica, és necessària la comprovació de capacitat de càrrega lateral i de tallant.

Les unions amb perns es poden dividir entre tall simple o doble tall. Les nomenclatures dels gruijos de les peces es mostra a la figura 4.11.

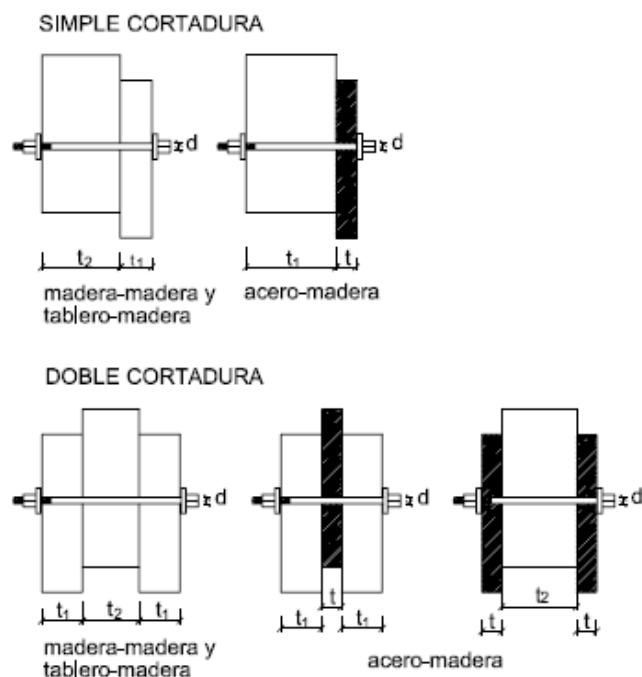


Figura 4. 11 – Tipologies d'unió amb perns i els seus gruixos, provinent de la figura 8.11 del CTE-DB-SE-M.

Les separacions i distàncies mínimes entre forats travessers es mostren a la figura 4.12, seguint les nomenclatures de la figura 4.13.

Tabla 8.4 Uniones con pernos. Separaciones y distancias mínimas.		
Separaciones y distancias (véase figura 8.7)	Ángulo	Separación o distancia mínima
a_1 (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (testa cargada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80\text{mm})$
$a_{3,c}$ (testa no cargada)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max([1 + 0.5 \sin \alpha] d; 4d)$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max([1 + 0.5 \sin \alpha] d; 4d)$
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max([2 + 2 \sin \alpha] d; 3d)$
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Figura 4. 12 – Separacions i distàncies mínimes per a unions amb perns, provinent de la taula 8.4 del CTE-DB-SE-M.

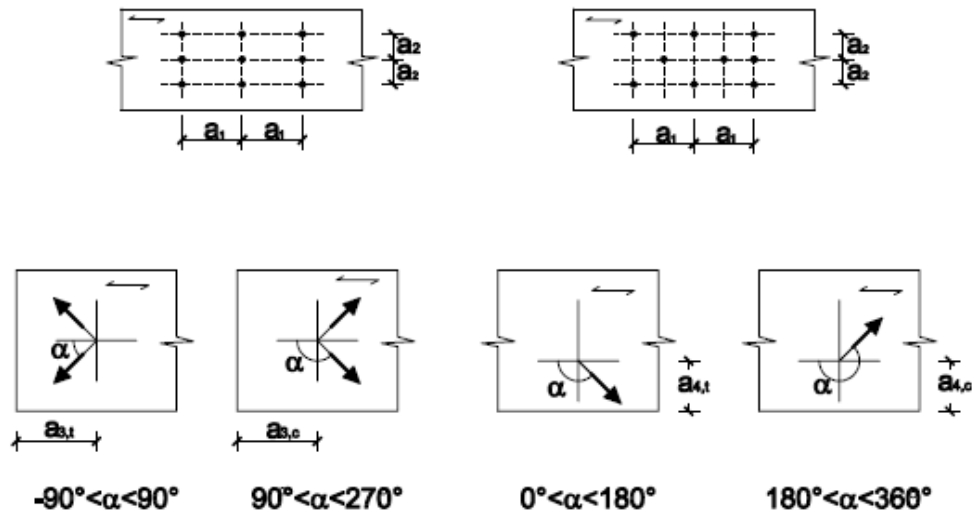


Figura 4. 13 – Separacions, distàncies i angles α dels forats per a perns, provinent de la figura 8.7 del CTE-DB-SE-M.

Per a perns de secció circular, el valor característic del moment plàstic s'obté amb l'equació 4.20.

$$M_{y,Rx} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad [Nmm] \quad (\text{Eq. 4.20})$$

On:

$f_{u,k}$ és la resistència característica a tracció de l'acer $[N/mm^2]$.

D és el diàmetre del pern $[mm]$.

La capacitat de càrrega característica eficaç d'una unió dependrà del nombre d'elements de fixació, possibilitant així una reducció de la capacitat de càrrega en funció del nombre eficaç d'elements de fixació. Aquest valor s'obté amb l'equació 4.21.

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,rK} \quad [N] \quad (\text{Eq. 4.21})$$

On:

$F_{v,ef,Rk}$ és el valor característic de la capacitat de càrrega eficaç de la unió $[N/mm^2]$.

n_{ef} és el nombre eficaç dels elements de fixació, definit a l'equació 4.21.

$F_{v,Rk}$ és el valor característic de la capacitat de càrrega d'un element de fixació $[N/mm^2]$.

Per a perns alineats amb la direcció de la fibra i sotmesos a una component de la força paral·lela a la fibra, la capacitat de càrrega ha de calcular-se prenent un nombre eficaç, extret de l'equació 4.21.

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\} \quad (Eq. 4.21)$$

En el cas de càrrega perpendicular a la fibra, el nombre eficaç prendrà el valor real (n).

És necessari comprovar la resistència de la placa d'acer a partir de l'àrea resistent equivalent, considerant una tensió de càlcul definida a l'equació 4.22.

$$f_{yd} = 0.53 \cdot f_{yk} \quad [N/mm^2] \quad (Eq. 4.22)$$

On:

f_{yd} és la tensió en el límit elàstic de càlcul de la placa d'acer $[N/mm^2]$.

f_{yk} és la tensió en el límit elàstic característic de la placa d'acer $[N/mm^2]$.

La capacitat de càrrega lateral serà verificada mitjançant els procediments especificats a l'apartat 8.3.1.2 del CTE-DB-SE-M. La comprovació dependrà de si es tracta d'una placa prima ($t \leq 0.5 \cdot d$), on (t) és el gruix i (d) el diàmetre de l'element de fixació, o una placa gruixuda ($t \geq d$). També dependrà de si es tracta d'una unió de tall simple o de doble tall.

El valor característic de la capacitat de càrrega per a unions de tall simple es calcula mitjançant l'equació 4.23 per a plaques primes, i amb l'equació 4.24 per a plaques gruixudes. En el cas d'unions de doble tall, la capacitat de càrrega dependrà del material que componen les plaques. Es fa servir, novament, l'equació 4.24 per a comprovar les

plaques centrals d'acer. En el cas de plaques exteriors d'acer, s'utilitza l'equació 4.25 tant per a plaques primes com gruixudes.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0.4 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}} \right\} \quad [N] \quad (\text{Eq. 4.23})$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \end{array} \right\} \quad [N] \quad (\text{Eq. 4.24})$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d}{1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}} \right\} \quad [N] \quad (\text{Eq. 4.25})$$

On:

$F_{v,Rk}$ és la capacitat de càrrega per pla de tall i element de fixació.

d és el diàmetre de l'element de fixació.

t_i és el gruix de la peça, 1 per a plaques exteriors i 2 per a plaques interiors.

$f_{h,i,k}$ és la resistència característica a l'aixafament de la peça.

$M_{y,Rk}$ és el moment plàstic característic.

La darrera comprovació de les unions és la del trencament per tallant al perímetre. Aquest procediment està especificat a l'annex H del CTE-DB-SE-M.

En unions entre fusta i acer, amb una component de la força paral·lela a la fibra, el valor característic de la capacitat de càrrega de trencament per tallant s'obté mitjançant l'equació 4.26.

$$R_{bs,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} \\ 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} \end{array} \right\} \quad [N] \quad (\text{Eq. 4.26})$$

On:

$A_{net,t}$ és la secció neta transversal perpendicular a la fibra, definida a l'equació 4.27.

$A_{net,v}$ és la secció neta de tallant paral·lela a la fibra, definida a l'equació 4.28.

$$A_{net,t} = L_{net} \cdot t \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.27)$$

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} \cdot t & \text{per a models de fallida (e.f.j/l, k i m)} \\ L_{net,v} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef}) & \text{per a modes restants} \end{cases} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.28)$$

On:

$L_{net,v}$ és la longitud neta de l'àrea de ruptura a tallant.

$L_{net,t}$ és l'amplada neta de la secció transversal perpendicular a la fibra.

t_{ef} és la profunditat eficaç, que depèn del model de fallida.

Els diferents models de fallida es poden observar a la figura 4.14.

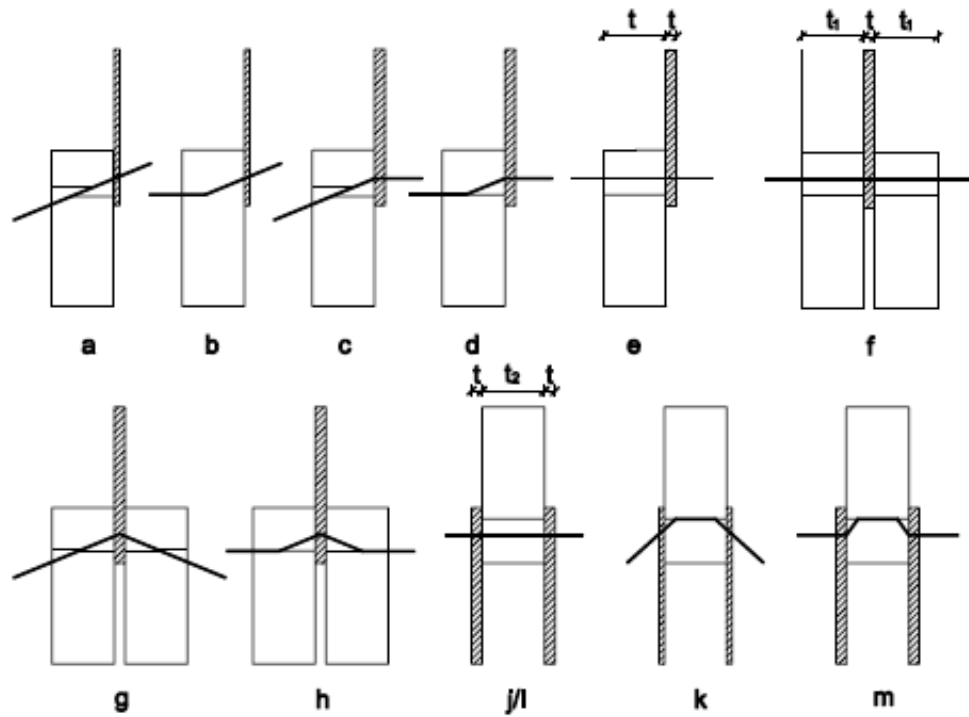


Figura 4. 14 – Models de fallida per a unions de fusta i acer mitjançant perns, provinent de la figura 8.3 del CTE-DB-SE-M.

Els valors de $L_{net,v}$ i $L_{net,t}$, tal i com es mostra a les equacions 4.29 i 4.30, són el sumatori de les distàncies entre forats definides a la figura 4.15.

$$L_{net,v} = \sum l_{v,j} \quad [mm] \quad (Eq. 4.29)$$

$$L_{net,t} = \sum l_{t,j} \quad [mm] \quad (Eq. 4.30)$$

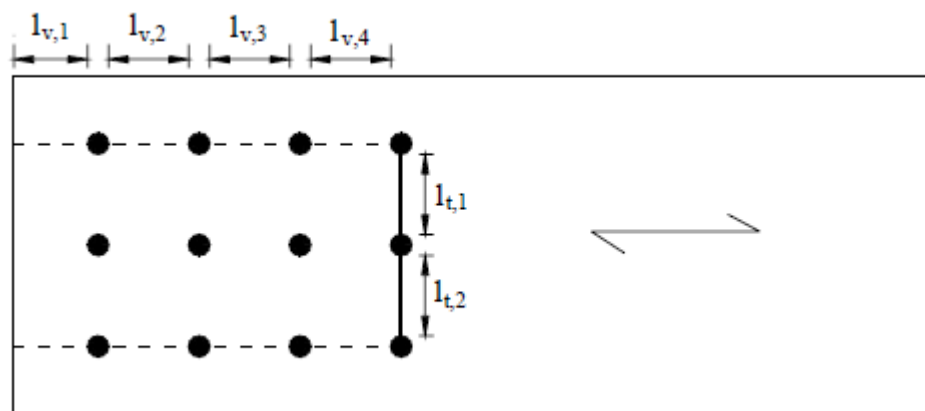


Figura 4. 15 – Distàncies entre forats per a fallida pel perímetre de la unió, provinent de la figura H.1 del CTE-DB-SE-M.

Les profunditats eficaces, presents a l'equació 4.28, tenen dos mètodes de càlcul en funció de si les plaques d'acer són primes o gruixudes. Per a plaques primes, (de gruix inferior a la meitat del diàmetre de l'element de fixació) es calcularà mitjançant l'equació 4.31. Per a plaques gruixudes, en canvi, (de gruix superior al diàmetre de l'element de fixació) es calcularà mitjançant l'equació 4.32.

$$t_{ef} = \begin{cases} 0.4 \cdot t & \text{per a model de fallida (a)} \\ 1.4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} & \text{per a model de fallida (b)} \end{cases} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.31})$$

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} & \text{per a models de fallida (d) i (h)} \\ t_1 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] & \text{per a models de fallida (c) i (g)} \end{cases} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.32})$$

On:

$f_{h,i,k}$ és la resistència característica a l'aixafament de la peça.

$M_{y,Rx}$ és el moment plàstic característic.

d és el diàmetre de l'element de fixació.

Vinclament

El vinclament és un cas d'inestabilitat de barres esveltes a causa dels seus esforços de compressió. És típic per a pilars, però en el projecte d'aquesta obra, la fusta només s'empra per a elements portants horitzontals sotmesos a esforços de flexió. No obstant, la flexió també pot arribar a comportar importants esforços de compressió que poden provocar vinclaments laterals. Per tant, aquestes possibles inestabilitats laterals cal que siguin considerades per a bigues i jàsseres.

No serà necessària la comprovació a vinclament lateral a aquelles bigues o elements en els què s'impedeix el desplaçament lateral, com és el cas de les jàsseres o les bigues corbes en aquesta obra, però si en el cas de les biguetes.

Les comprovacions del vinclament lateral estan basades en l'apartat 6.3.3 del CTE-DB-SE-M i han de complir la condició de l'equació 4.33.

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d} \quad (Eq 4.33)$$

On:

$\sigma_{m,d}$ és la tensió de càlcul a flexió.

$f_{m,d}$ és la resistència de càlcul a flexió.

k_{crit} és el coeficient de vinclament lateral, provinent de les condicions mostrades a l'equació 4.34.

$$\begin{cases} k_{crit} = 1 & \text{per a } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ k_{crit} = 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{per a } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ k_{crit} = 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per a } \lambda_{rel,m} > 1.4 \end{cases} \quad (Eq 4.34)$$

On:

$\lambda_{rel,m}$ és l'esveltesa relativa a la flexió, la qual es troba mitjançant l'equació 4.35.

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (Eq 4.35)$$

On:

$f_{m,k}$ és la resistència característica a flexió.

$\sigma_{m,crit}$ és la tensió crítica a flexió calculada mitjançant la teoria d'estabilitat elàstica. Per a peces de fusta de directriu recta i secció constant rectangular, pot simplificar-se el càlcul amb l'equació 4.36.

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0.05} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} \quad (Eq. 4.36)$$

On:

$E_{0,05}$ és el mòdul d'elasticitat longitudinal característic.

b és l'amplada de la secció.

h és l'alçada de la secció.

L_{ef} és troba mitjançant l'equació 4.37.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L \quad (Eq. 4.37)$$

On:

L és la longitud de la barra.

β_v és el coeficient que depèn de les condicions de càrrega i de la restricció dels extrems, obtingut de la figura 4.16.

Tabla 6.2 Valores del coeficiente β_v para vigas de sección constante con diferentes condiciones de carga y de restricción en los extremos.

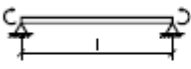
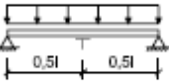
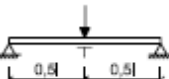
Tipo de carga y viga	$\beta_v = L_{ef} / L$
	$\beta_v = 1,00$
	$\beta_v = 0,95$
	$\beta_v = 0,8/\alpha$ $\alpha = 1,35 - 1,4 x(L-x)/L^2$
	$\beta_v = 2,00$
	$\beta_v = 1,20$
	$\beta_v = 1,70$
	$\beta_v = 0,40$
	$\beta_v = 0,25$

Figura 4. 16 – Valors del coeficient β , obtinguts de la taula 6.2 del CTE-DB-SE-M.

Consideracions

Segons la norma bàsica de l'edificació NBE AE/88 convé afegir una càrrega puntual de 100 Kp en el punt més desfavorable de l'element estructural. També convé comprovar el criteri de l'Eurocodi 1 d'accions en edificació específica en cobertes afegint-hi una càrrega puntual de 150 Kp, però no simultània a altres sobrecàrregues.

També cal considerar que la majoria d'unions rígides amb passadors presents en estructures de fusta són considerades semi-encastaments i, en molts casos, arriben a comportar-se quasi com a articulacions.

B.4.3.- Elements estructurals de formigó armat

El segon material usat per als elements estructurals d'aquesta obra és el formigó armat. La majoria dels elements seran peces prefabricades, de tal manera que el dimensionament de l'armadura ja ve estipulat i tan sols s'ha de calcular les càrregues segons estat límit últim per tal de què compleixin les especificacions del fabricant, però d'altres elements que requereixen un disseny especial seran calculats segons les especificacions de la instrucció del formigó estructural (EHE-08).

Aquests elements que requereixen càlculs meticulosos de les armadures estaran fabricats in situ, segons la seva disposició de l'armat. En aquesta obra es tractarà de quatre elements en concret: els pilars interiors que sostenen la jàssera i la biga corba, les grades, les bigues de sustentació de les grades i la llosa que voreja les grades.

Per als càlculs ens centrarem en dos tipus d'elements: bigues i pilars. D'aquests, els càlculs tindran dos tipologies diferents: bigues en flexió pura i bigues en flexo-compensió.

El primer pas per al càlcul de l'armadura d'elements de formigó armat és calcular les càrregues que pateix la biga: moments flectors màxims (M_d), esforços tallants màxims (V_d) i forces axials màximes (N_d).

Els valors de les resistències característiques del formigó i de l'acer es multiplicaran per un coeficient de minoració tal com mostren les equacions 4.37 i 4.38.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.37)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.38)$$

La primera comprovació a fer en l'armadura és el recobriment. Aquesta comprovació es basa en l'equació 4.39 referent al recobriment nominal.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r \quad [mm] \quad (Eq. 4.39)$$

On:

r_{min} és el recobriment mínim, procedent de la figura 4.17 el valor del qual dependrà de la resistència característica del formigó, els anys de durada de l'obra i el tipus de ciment que forma el formigó.

Δ_r és el marge de recobriment. El seu valor serà 0 per a estructures prefabricades de control rutinari, 5 per a elements de fabricació in situ de control rutinari i 10 per a la resta dels casos.

Tabla 37.2.4.1.a Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II				
Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _g), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Figura 4. 17 – Diagrama del recobriment mínim de l'armadura.

El recobriment mecànic és el punt on es situen els centres de les barres respecte el cantell útil. El seu valor es troba amb la suma del recobriment nominal, els estresps d'armat transversal i la meitat del diàmetre de l'armadura longitudinal, tal com mostra l'equació 4.40.

$$r_{mec} = r_{nom} + \emptyset_{estres} + \emptyset_{barra}/2 \quad [mm] \quad (Eq. 4.40)$$

En el cas de bigues a flexo-compensió, en les què hi ha present una importat càrrega axial de compressió i un moment flector, serà necessari calcular l'excentricitat e del moment flector provocat per la pròpia força de compressió. Vegem-ho a l'equació 4.41.

$$e_0 = \frac{M_d}{Nd} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.41})$$

L'excentricitat corregida tindrà en compte la distància (d) del cantell útil i el recobriment mecànic, tal com mostra l'equació 4.42.

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.42})$$

A partir d'aquí, el procediment varia lleugerament en funció de si es tracta de bigues de flexió pura o bigues a flexo-compensió:

Bigues de flexió pura

Un cop comprovat el recobriment mínim i l'excentricitat, es procedeix al càlcul de l'armat mitjançant el moment flector reduït (μ). Primerament és necessari comprovar si cal armadura de compressió A_{s2} . Per a saber-ho, es calcula la distància d mínima del recobriment mitjançant l'equació 4.43.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{\mu_{x/d} \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.43})$$

On:

$\mu_{x/d}$ prendrà com a valor 0,2952 com a criteri de ductilitat entre dominis 3 i 4.

Si el valor de d és major a d_{min} aleshores es calcula l'àrea total de l'acer mitjançant l'equació 4.44.

$$A_{s,1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot y}{f_{yd}} \quad [mm^2] \quad (\text{Eq. 4.44})$$

On:

y es calcula mitjançant l'equació 4.45.

$$y = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad [mm] \quad (Eq. 4.45)$$

Si el valor de d és més petit que d_{min} aleshores s'afegeix una armadura de compressió i es calculen les dos seccions d'armadura d'acer mitjançant les equacions 4.46 i 4.47.

$$A_{s,2} \cdot f_{yd} = \frac{M_d - \mu_x/d \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{d - d_2} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.46)$$

$$A_{s,1} \cdot f_{yd} = f_{cd} \cdot b \cdot y_{x/d} + A_{s,2} \cdot f_{yd} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.47)$$

On:

d_2 és el cantell útil de compressió.

Finalment cal comprovar mitjançant el procediment de quanties mínimes si la secció d'acer obtinguda compleix els requisits secundaris de la norma EHE.

Primerament es comprova la quantia geomètrica mitjançant l'equació 4.48.

$$A_{s,g} = k \cdot b \cdot h \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.48)$$

On:

El factor k es troba mitjançant la figura 4.18.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		f_{yk} 400N/mm ²	f_{yk} 500N/mm ²
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios (**)	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios (***)	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios (***)	0,7	0,6
Vigas (****)		3,3	2,8
Muros (*****)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Figura 4. 18 – Factor multiplicador de l'àrea per a quantia mínima geomètrica.

La quantia mínima superior es troba mitjançant l'equació 4.49.

$$A_{s,s} = 0.3 \cdot A_{s,g} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.49)$$

Finalment, la quantia mecànica es troba amb l'equació 4.50.

$$A_{s,m} = 0.04 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.50)$$

Bigues a flexo-compensió

En el cas de bigues a flexo-compensió, cal trobar el moment flector reduït (μ) i l'esforç normal reduït (ν) mitjançant les equacions 4.51 i 4.52 respectivament.

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad [..] \quad (Eq. 4.51)$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad [..] \quad (Eq. 4.52)$$

Si el valor del moment flector reduït (μ) és menor que 0,2952 es considera que no necessita armadura de compressió i es segueix el procediment següent:

Es comprova que la distància d és major que la distància mínima, calculada novament amb l'equació 4.43 mostrada anteriorment.

Es troba el valor de la quantia mecànica (ω) a partir del valor del moment flector reduït (μ) mitjançant les taules de l'EHE que es mostren a la figura 4.19.

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN SIMPLE

$\frac{E}{\zeta}$	μ	ω	
0,0816	0,03	0,0308	
0,0953	0,04	0,0414	
0,1078	0,05	0,052	D
0,1194	0,06	0,0627	O
0,1308	0,07	0,0735	M
0,1413	0,08	0,0844	I
0,1518	0,09	0,0953	N
0,1623	0,1	0,1064	I
0,1729	0,11	0,1177	O
0,1836	0,12	0,1291	
0,1944	0,13	0,1407	
0,2054	0,14	0,1524	2
0,2165	0,15	0,1643	
0,2277	0,16	0,1762	
0,2391	0,17	0,1884	
0,2507	0,18	0,2008	
0,2592	0,1872	0,2098	
0,2636	0,19	0,2134	
0,2796	0,2	0,2253	
0,2958	0,21	0,2395	
0,3123	0,22	0,2529	
0,3292	0,23	0,2666	D
0,3464	0,24	0,2804	O
0,3639	0,25	0,2946	M
0,3818	0,26	0,3091	I
0,4001	0,27	0,3239	N
0,4189	0,28	0,3391	I
0,4361	0,29	0,3546	O
0,45	0,2961	0,3643	
0,4577	0,3	0,3706	3
0,478	0,31	0,3869	
0,4968	0,32	0,4038	
0,5202	0,33	0,4211	
0,5423	0,34	0,439	
0,5652	0,35	0,4576	
0,589	0,36	0,4768	
0,6137	0,37	0,4968	
0,6168	0,3712	0,4993	

Figura 4. 19 – Taula de quanties mecàniques.

També pot trobar-se el valor de la quantia mecànica a partir dels moments flectors reduïts i els esforços normals reduïts mitjançant els diagrames d'interacció de compressió composta de l'EHE. Aquests depenen de la secció de la biga. Els diagrames genèrics es mostren a les figures 4.20, 4.21 i 4.22.

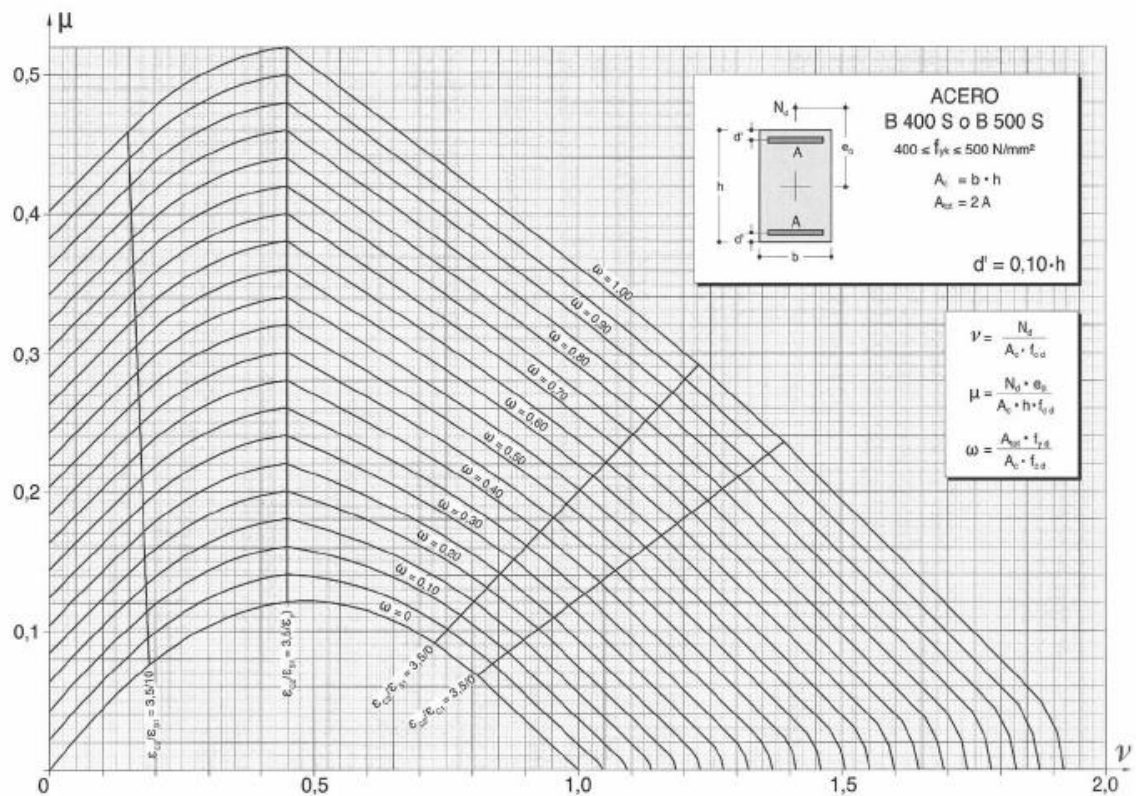


Figura 4. 20 – Diagrama d'interacció de compressió composta per a seccions d'armat lateral.

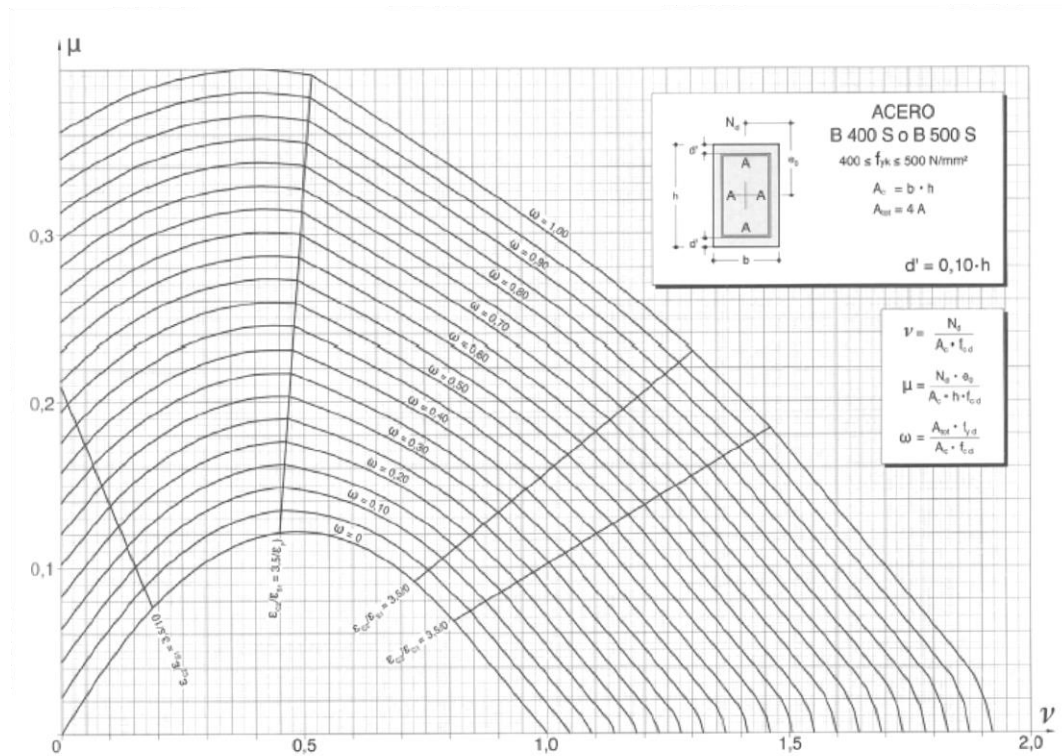


Figura 4. 21 - Diagrama d'interacció de compressió composta per a seccions d'armat perimetral.

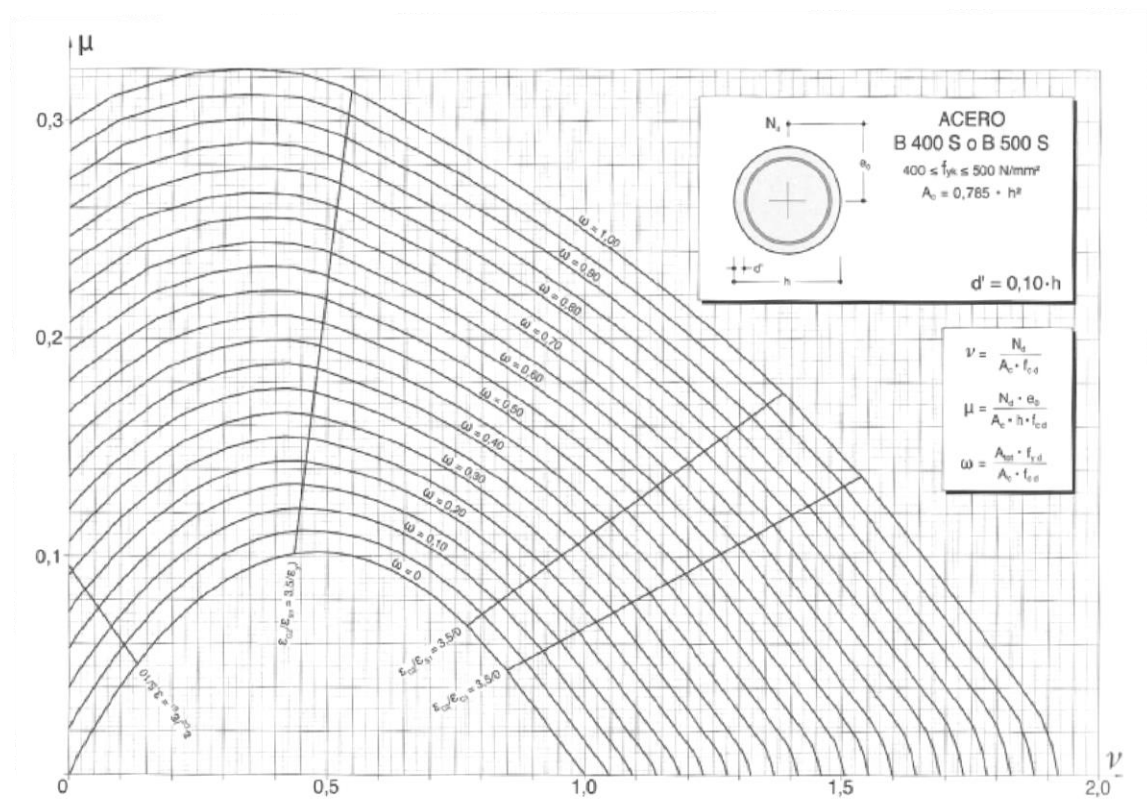


Figura 4. 22 - Diagrama d'interacció de compressió composta per a seccions circulars.

Un cop obtinguda la quantia mecànica, es calcula la secció total de l'acer mitjançant l'equació 4.53.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.53)$$

Si el valor del moment flector reduït (μ) és més gran que 0,2952, en canvi, es considera que es necessita armadura de compressió i es segueix el procediment següent:

Es calcula el valor de la quantia mecànica a compressió (ω_2) a partir del valor del moment flector reduït (μ) i el coeficient de variació (δ). Vegem-ho a l'equació 4.54.

$$\omega_2 = \frac{\mu - \mu_{x/d}}{1 - \delta} \quad [..] \quad (Eq. 4.54)$$

On:

δ es troba amb l'equació 4.55.

$\mu_{x/d}$ pren com a valor constant 0,2952.

$$\delta = \frac{r_{mec}}{d} \quad [..] \quad (Eq. 4.55)$$

La quantia mecànica a tracció (ω_1) es calcula a partir de la fórmula 4.56.

$$\omega_1 = \omega_{x/d} + \omega_2 \quad [..] \quad (Eq. 4.56)$$

On:

$\omega_{x/d}$ pren com a valor constant 0.36.

Utilitzant la mateixa equació 4.53, s'utilitzarà per a calcular la secció d'acer per a les respectives àrees de compressió i tracció, substituint el valor de la quantia mecànica pels valors ω_1 i ω_2 convenientment.

Finalment convé comprovar novament les quanties mínimes mecànica, geomètrica i superior. Igual que en les bigues de flexió simple, la quantia geomètrica es calcularà mitjançant l'equació 4.48 i la figura 4.18, i la quantia mínima superior mitjançant l'equació 4.49 esmentades anteriorment. La quantia mínima mecànica de compressió, en canvi, es calcula amb la fórmula 4.57.

$$A_{s,m,c} = 0.05 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.57)$$

Armadura transversal

L'armadura transversal és important per a bigues, però també pot ser-ho per a pilars. La seva funció és suportar els esforços tallants a tracció.

El dimensionament de l'armadura transversal es basa en la comprovació de l'esgotament per compressió obliqua de l'ànima, i l'esgotament per tracció.

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \quad [kN] \quad (Eq. 4.58)$$

On:

b_0 és la base de la secció de la biga.

d és la distància de l'armadura longitudinal.

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima, en canvi, es troba amb l'equació 4.59:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad [kN] \quad (Eq. 4.59)$$

On:

V_{su} és la contribució de l'armadura transversal a la resistència a tallant. És el valor que ens proporcionarà el càlcul de l'armadura a tallant.

V_{cu} és la contribució del formigó a la resistència a tallant. Es calcula amb l'equació 4.60.

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d \quad [kN] \quad (Eq. 4.60)$$

On:

ρ_l es calcula amb l'equació 4.61.

ξ es calcula amb l'equació 4.62. El valor de d ha d'estar en mm.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad [..] \quad (Eq. 4.61)$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \quad [..] \quad (Eq. 4.62)$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament, corresponent a l'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua de l'ànima (V_{u1}). Això implica que es pot calcular amb l'equació 4.63.

$$V_{u2} = V_d - Q_d \cdot d \quad [kN] \quad (Eq. 4.63)$$

Amb l'equació 4.59 esmentada anteriorment, s'obté el valor de la contribució de l'armadura transversal (V_{su}) i, amb l'equació 4.64 es calcula la separació mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d \quad [mm] \quad (Eq. 4.64)$$

On:

$A_{90,p}$ és l'àrea dels estreps transversals.

Segons les comprovacions de l'EHE, les disposicions relatives a les armadures han de tenir unes separacions que compleixin una de les condicions mostrades en les equacions 4.65, 4.66 i 4.67.

$$Si: V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad [mm] \quad (Eq. 4.65)$$

$$Si: 0.2 \cdot V_{u1} < V_{u2} \leq 0.67 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad [mm] \quad (Eq. 4.66)$$

$$Si: 0.67 \cdot V_{u1} < V_{u2} \rightarrow s_t \leq 0.30 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 300 \text{ mm} \quad [mm] \quad (Eq. 4.67)$$

On:

α és l'angle dels estreps transversals.

La quantia mínima dels estreps ha de verificar l'equació 4.68.

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} \geq s_t \quad [mm] \quad (Eq. 4.68)$$

On:

$f_{ct,m}$ es troba amb l'equació 4.69, per a resistències característiques inferiors a 50 MPa.

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.69)$$

Un cop fetes totes les comprovacions, és necessari adoptar la més desfavorable per a referència mínima de la separació entre estreps.

Condicions d'ancoratge

Les barres longitudinals han de tenir un ancoratge adequat per a satisfer la seva correcta adherència. Els factors principals que determinen la longitud d'ancoratge són la resistència de l'acer i del formigó, la posició d'adherència i el diàmetre de la barra. A continuació es detallen les comprovacions de les condicions d'ancoratge segons l'EHE.

La longitud bàsica d'ancoratge, en funció de la posició d'adherència mostrada a la figura 4.23, es calcularà amb l'equació 4.70 si es tracta d'adherències bones o l'equació 4.71 per a adherències deficientes.

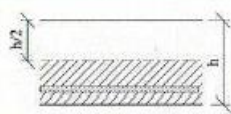
Posición de adherencia	Situación
I (adherencia buena)	
Ángulo de la barra con la horizontal entre 45 y 90°	
Mitad inferior de la pieza	
Distancia a cara superior > 30 cm	
II (adherencia deficiente)	Resto de situaciones

Figura 4. 23 – Condicions per a determinar la posició d'adherència.

$$l_{b,I} = m \cdot \sigma^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot \sigma \quad [mm] \quad (Eq. 4.70)$$

$$l_{b,II} = 1.4 \cdot m \cdot \sigma^2 < \frac{f_{yk}}{14} \cdot \sigma \quad [mm] \quad (Eq. 4.71)$$

On:

m depèn de la relació entre la resistència característica de l'acer i del formigó, tal com es mostra a la figura 4.24.

Resistencia característica del hormigón (N/mm²)	m	
	B 400 S	B 500 S
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

Figura 4. 24 – Determinació del factor m .

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta, que considera altres factors com el model de terminació de l'ancoratge (β) i l'excés d'armadura que s'ha sobreexposat respecte a la teòrica. Vegem-ho a l'equació 4.72.

$$l_{b,net} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{s,càlcul}}{A_{s,real}} \quad [mm] \quad (Eq. 4.72)$$

On:

$A_{s,càlcul}$ és la secció de l'armadura estrictament necessària trobada teòricament.

$A_{s,real}$ és la secció de l'armadura que realment s'ha col·locat.

β depèn del model de terminació d'ancoratge. Es mostra a la figura 4.25.

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7*	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Figura 4. 25 – Determinació del coeficient β .

Cal verificar, també, que la longitud neta no sigui menor que $10 \cdot \varnothing$, 150mm o bé $1/3 \cdot l_b$ en barres a tracció o $2/3 \cdot l_b$ en barres a compressió.

La longitud de solapament s'obté a partir de la longitud bàsica d'ancoratge, multiplicada pel coeficient α que s'obté a la figura 4.26, tal com mostra l'equació 4.73.

$$l_s = \alpha \cdot l_b \quad [mm] \quad (Eq. 4.73)$$

Distancia entre los empalmes más próximos	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a < 10\varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10\varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Figura 4. 26

Vinclament

El vinclament és una causa de fallida típica d'elements estructurals sotmesos a importants forces axials de compressió que poden pronunciar-se amb l'existència de moments flectors. En aquest projecte s'estudiarà el cas de vinclament del pilar interior, el qual està fabricat in situ.

La comprovació de vinclament per a elements de formigó armat depèn de la translacionalitat de l'estructura. En aquest projecte es considera una estructura translacional degut a que només hi ha dues plantes amb poques alçades.

Primerament es calcula l'esveltesa mecànica de l'element mitjançant l'equació 4.74:

$$\lambda = l_0 / i \quad [..] \quad (\text{Eq. 4.74})$$

On:

i és el radi de gir que es troba amb el moment d'inèrcia i l'àrea de la secció, tal com es mostra a l'equació 4.75.

l_0 és la longitud equivalent calculada amb l'equació 4.76.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad [mm] \quad (\text{Eq. 4.75})$$

$$l_0 = \alpha \cdot L \quad [m] \quad (\text{Eq. 4.76})$$

On:

L és l'alçada del tram entre recolzaments del pilar.

α es troba en funció de la condició de recolzament del pilar mitjançant la figura 4.27.

Biencastada	$\alpha = 0,5$
Biarticulada	$\alpha = 1,0$
Articulada-encastada	$\alpha = 0,7$
Ménsula	$\alpha = 2,0$
Biencastada amb extrems desplaçables	$\alpha = 0,5$

Figura 4. 27 – Determinació del coeficient α .

Un cop calculada l'esveltesa mecànica, es calcula l'esveltesa límit inferior per a comprovar l'estabilitat. Aquesta es calcula mitjançant l'equació 4.77.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \quad [..] \quad (Eq. 4.77)$$

On:

v és la força axial adimensional de càlcul, calculada mitjançant l'equació 4.78.

e_2 és l'excentricitat de primer ordre del moment més gran.

e_1 és l'excentricitat de primer ordre del moment més petit.

e_2 i e_1 no es prendran menors que l'excentricitat accidental mínima ($h/20$, 2 cm)

C és el coeficient que depèn de la disposició de les armadures. Aquest serà 0,24 per a armadures simètriques en dues cares oposades al pla de flexió, 0,20 per a armadures iguals a les quatre cares i 0,16 en armadures simètriques a les cares laterals.

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad [..] \quad (Eq.4.78)$$

Les excentricitats es calculen amb l'equació 4.79.

$$e_i = \frac{M_{d,i}}{N_d} \quad [mm] \quad (Eq.4.79)$$

Un cop calculades les esvelteses mecànica i límit inferior, es comprova la condició de l'element estructural de la següent manera:

Si:

$\lambda < \lambda_{inf} \rightarrow$ No cal comprovació de vinclament.

$\lambda_{inf} < \lambda < 100 \rightarrow$ Es realitza el mètode aproximat EHE per a columnes aïllades.

$100 < \lambda < 200 \rightarrow$ Es realitza el mètode general del vinclament.

En aquest projecte no hi ha cap element de formigó armat que superi l'esveltesa límit inferior. Per tant, no és necessari detallar els càlculs dels mètodes aproximat i general.

Lloses

Les lloses són un tipus de forjat de consistència massissa de formigó armat. Actuen com una biga plana, amb moments flectors en dos direccions, tal es així, que els càlculs s'aproximen a una biga bidireccional.

Les lloses es distribueixen en blocs amb intereixos en direcció X i direcció Y, i també en les mateixes direccions cal dimensionar l'armat.

El cantell mínim de la llosa es calcula mitjançant l'equació 4.80.

$$H_{min} = \frac{L_e}{28} \quad [m] \quad (Eq. 4.80)$$

On:

L_e és la longitud equivalent del bloc i es troba amb l'equació 4.81.

$$L_e = \sqrt[4]{L_{gran}^3 \cdot L_{petit}} \quad [m] \quad (Eq. 4.81)$$

Per a blocs de tres encastaments o més es pot utilitzar el mètode dels pòrtics virtuals. Per als altres casos, es realitza el mètode d'encastaments perfectes.

El mètode dels pòrtics virtuals es tracta de dividir el moment isostàtic d'un tram de llosa en recolzaments per tal de trobar els moments màxims en cada punt d'encastament. Primerament, és necessari calcular el moment isostàtic que, per a una càrrega uniformement distribuïda, es troba amb l'equació 4.82:

$$M_{j,d} = \frac{Q \text{ [kN/m}^2\text{]} \cdot l_i \text{ [m]} \cdot l_j^2 \text{ [m]}}{8} \quad [\text{kNm}] \quad (\text{Eq. 4.82})$$

S'ha de calcular el moment isostàtic per a les dues direccions X,Y i, per mitjà del mètode dels pòrtics lineals, distribuir la càrrega en els diferents trams. A la figura 4.28 es veu la distribució en percentatges de cada tram en la direcció principal.

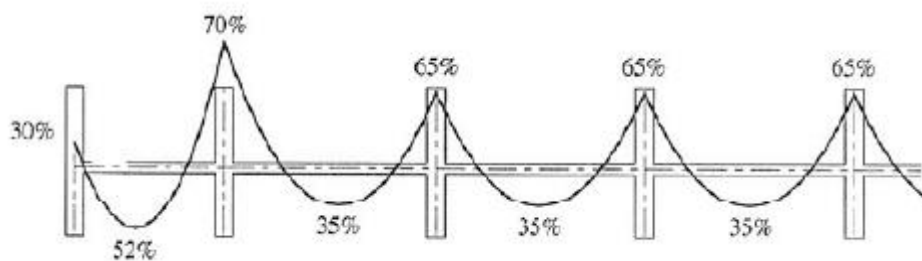


Figura 4. 28 – Distribució de moment isostàtic segons mètode dels pòrtics virtuals.

La figura 4.29 mostra la distribució de moment isostàtic en la direcció perpendicular, per a cada bloc en funció de la banda en què es troba el bloc.

Tipus de Banda	Moments negatius		Moments positius
	Sobre recolzaments interiors	Sobre recolzaments exteriors	En qualsevol tram
Banda de recolzaments	75	100	60
Banda central	25	20	40

Figura 4. 29 – Distribució de moment isostàtic en direcció 2 segons mètode dels pòrtics virtuals.

Un cop determinats els moments flectors de cada tram, es calcula la quantia d'acer mitjançant els mateixos procediments que una biga de flexió simple, per a cada un dels trams. Primerament es calcula el moment flector reduït (μ) mitjançant l'equació 4.51 vista

anteriorment, agafant la l'amplada b com a valor unitari d'un metre i l'alçada h com al cantell menys el recobriment.

Amb el moment flector reduït (μ) es troba la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19, vista a les bigues de flexió simple, i, amb l'equació 4.53, també de l'apartat de les bigues a flexió simple es calcula l'àrea mínima de l'armadura per a cada tram i direcció.

Cal comprovar també que l'armadura no sigui menor que la quantia geomètrica mínima. La quantia mínima es troba amb l'equació 4.83.

$$A_{g,min} = 0.09\% \cdot b \cdot h \quad [mm^2] \quad (Eq. 4.83)$$

Cal tenir en compte que es considera la base com a 1 metre. La quantia geomètrica mínima prové de la quantia geomètrica vista a l'apartat de la biga a flexió simple.

Finalment és necessari fer la comprovació al punxonament per als pilars. Aquesta verificació ha de satisfer l'equació 4.84.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.84)$$

On:

τ_{sd} és la tensió de punxonament de càlcul, que es troba amb la força axial que aguanta el pilar, el perímetre de punxonament i el factor β . Vegem-ho a l'equació 4.89.

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_1 \cdot d}$$

β té el valor de 1.15 per a pilars centrals, 1.4 per a pilars de banda i 1.5 per a pilars de cantonada.

El perímetre es calcula amb els valors que es mostren a la figura 4.30, en funció del tipus de pilar.

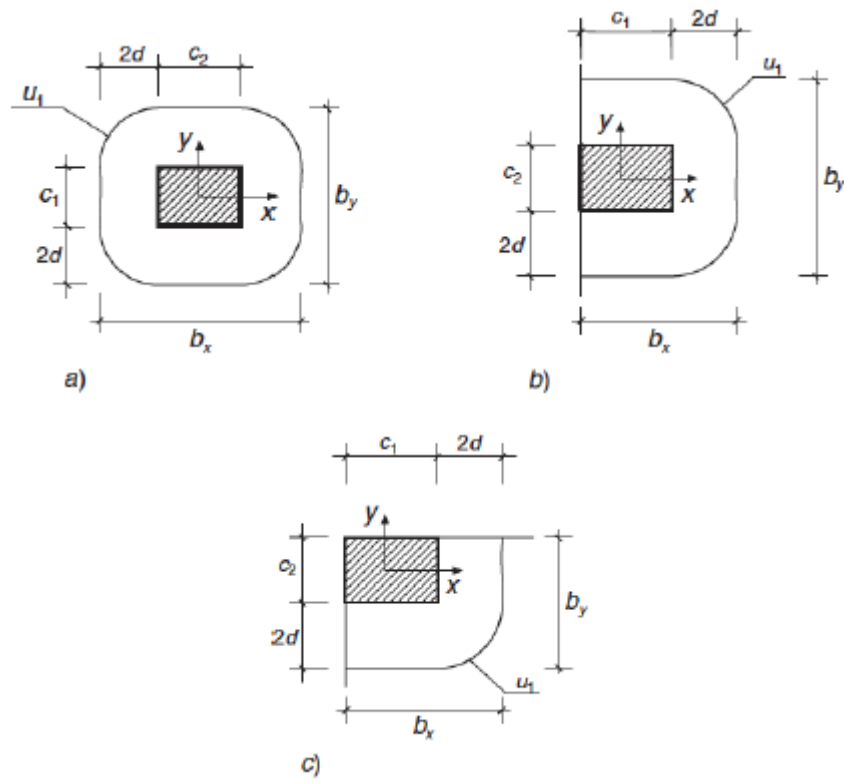


Figura 5. 1 – perímetres de punxonament en funció del tipus de pilar.

τ_{rd} és la tensió màxima admissible. L'equació 4.90 mostra com trobar-la.

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{c,k})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Eq. 4.90})$$

On:

ξ es calcula amb l'equació 4.91, on d està en mm.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad [..] \quad (\text{Eq. 4.91})$$

γ_c és el coeficient de minoració del formigó, de valor 1,5.

σ_l és la divisió entre la quantia mínima i la secció unitària de la llosa.

Si la tensió de punxonament de càlcul és major que la tensió màxima admissible, serà necessari afegir armadura de punxonament. La secció de l'armadura es troba amb l'equació 4.92.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{\sigma_{rd} - 0.75 \cdot \sigma_{sd}}{f_{yd} \cdot 1.5} \cdot u_1 \quad [mm^2/mm] \quad (Eq. 4.92)$$

El dimensionament de l'armat es donarà en secció d'acer per cada unitat de longitud de la llosa.

Fonamentació

En aquest projecte, la fonamentació serà del tipus superficial composta per sabates.

Les sabates són els elements estructurals que estan enterrats sota terra que tenen com a finalitat transmetre els esforços dels pilars al sòl. Són blocs rectangulars de gran consistència fets de formigó armat. Les comprovacions de les sabates es basen en els procediments de l'EHE.

Per al dimensionament de les sabates, és necessari primerament fer la baixada de càrregues dels pilars, o sigui, calcular les reaccions en el punt del recolzament del pilar. En el càlcul de sabates, les càrregues es determinen mitjançant la combinació d'accions en estat límit de servei.

El procediment per al càlcul de sabates és el següent:

Primerament es fa el predimensionament en planta de les sabates. Aquest dimensionament es realitza mitjançant càlculs redundants fins a obtenir uns valors que compleixin la condició. En funció de la distribució de càrrega, el predimensionament es troba de tres formes diferents. Per a determinar el tipus de càrrega, primer cal trobar l'excentricitat amb l'equació 4.93.

$$e = \frac{M + V \cdot h}{N + P} \quad [mm] \quad (Eq. 4.93)$$

On:

P és el pes de la sabata en kN.

h és el cantell de la sabata.

Sabent l'excentricitat, la càrrega es considerarà centrada si no existeix un moment flector a les càrregues, si la divisió entre l'excentricitat e i l'amplada de la sabata a és menor que $1/6$, es considera càrrega trapezoïdal d'excentricitat reduïda i, finalment, si la divisió anterior és major que $1/6$, es considera càrrega triangular d'excentricitat elevada.

La tensió mitjana de la sabata sobre el sòl es troba amb l'equació 4.94.

$$\sigma_{med} = \frac{N+P}{a \cdot b} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.94)$$

On:

a i b són les dimensions dels costats de la sabata.

Tal com s'ha comentat abans, el factor μ és la divisió entre l'excentricitat i el costat a . Vegem-ho a l'equació 4.95.

$$\mu = \frac{e}{a} \quad [..] \quad (Eq. 4.95)$$

Per a càrregues centrades, el dimensionament ha de complir l'equació 4.96, per a càrregues trapezoïdals apliquem l'equació 4.97 i, per a càrregues triangulars, l'equació 4.98.

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{max} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.96)$$

$$\sigma_{med} \cdot (1 + 6 \cdot \mu) \leq 1.25 \cdot \sigma_{max} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.97)$$

$$\sigma_{med} \cdot \frac{4}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \mu)} \leq 1.25 \cdot \sigma_{max} \quad [MPa] \quad (Eq. 4.98)$$

Un cop fet el predimensionament de la secció de la sabata, es fa el del cantell. El cantell té un valor mínim de 25 cm i, en funció de la relació entre aquest i la volada (distància entre la banda del pilar i l'extrem de la sabata), es considera sabata rígida o sabata flexible.

Si la volada és més gran que dos vegades el cantell, es considera sabata flexible. Si és més petita, en canvi, es parla de sabata rígida.

Un cop dimensionada la sabata, es fan les comprovacions al bolc i al lliscament. Aquestes comprovacions són comunes per a sabates tant rígides com flexibles.

La comprovació al bolc ha de complir l'equació 4.99.

$$(N + P) \left(\frac{a}{2} \right) \geq (M + H \cdot h) \cdot \gamma_E \quad [kNm] \quad (Eq. 4.99)$$

On:

El primer conjunt d'esforços són els moments estabilitzadors, i els segons esforços són els moments que produeixen el bolc. El valor de γ_E és de 1.8.

En el cas de sabates que no estan travades per riostes, com és el cas d'aquest projecte, és necessari comprovar al lliscament. La comprovació per a sòls granulars es realitza amb l'equació 4.100, per a sòls cohesius es realitza amb l'equació 4.101.

$$(N + P) \cdot \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) \geq H \cdot \gamma_R \quad [kNm] \quad (Eq. 4.100)$$

$$A \cdot 0.5 \cdot c \geq H \cdot \gamma_E \quad [kNm] \quad (Eq. 4.101)$$

.On:

A és l'àrea de la superfície de la base de la sabata en cm^2 .

φ és l'angle de fregament intern del terreny.

γ_R té el valor 1.5.

c és la cohesió del terreny.

El dimensionament de les sabates dependrà de si es tracta de sabates rígides o sabates flexibles. En el primer cas, no és necessari comprovar el punxonament ni el tallant. En aquest projecte es consideraran les sabates com a rígides.

En el cas de sabates rígides, es calcula la capacitat a tracció que aguantarà l'acer dins la sabata (T_d) amb l'equació 4.102 si es tracta de sabates sense moment flector, i amb l'equació 4.103 si hi ha moment.

$$\frac{N_d}{2 \cdot 0.85 \cdot d} \cdot (a - a_0) = A \cdot f_{yd} \quad [kN] \quad (Eq. 4.102)$$

$$\frac{R_{d,1}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a_0) = A \cdot f_{yd} \quad [kN] \quad (Eq. 4.103)$$

On:

a_0 és l'amplada del pilar.

$R_{d,1}$ es troba amb l'equació 4.104.

x_1 es troba amb l'equació 4.105.

$$R_{d,1} = \frac{N_d}{2} \cdot (1 + 3\eta) \quad [kN] \quad (Eq. 4.104)$$

$$x_1 = a \cdot \frac{1+4\eta}{4+12\eta} \quad [mm] \quad (Eq. 4.105)$$

On:

η es troba amb l'equació 4.06.

$$\eta = \frac{M_d}{N_d \cdot a} \quad [..] \quad (\text{Eq. 4.106})$$

Finalment es realitza la comprovació de les quanties mínimes, tal com s'indica en procediments anteriors amb la figura 4.18. Vegem-ho a l'equació 4.107.

$$A_{s,g} = 0.0018 \cdot b \cdot d \quad [mm^2] \quad (\text{Eq. 4.107})$$

B.5.- CÀLCUL DE L'ESTRUCTURA

Les combinacions d'accions calculades fins al moment són aquelles càrregues que provocaran certs comportaments a l'estructura de l'obra. En funció de l'exigència es seguirà el criteri d'estat límit últim o estat límit de servei.

El següent pas és veure quins efectes tenen aquestes càrregues sobre cada un dels elements constructius, i per això s'utilitzen les bases teòriques de resistència de materials i càlcul d'estructures, a més del seguiment del codi tècnic de l'edificació, la instrucció espanyola del formigó estructural i els eurocodis, narrats al capítol anterior.

B.5.1.- Biguetes

Les biguetes són els elements portants que tenen la funció de suportar els panells de coberta. Formen un mallat longitudinal i unidireccional al llarg de vista en planta de l'obra. Estan distribuïdes de tal manera que 17 d'elles estan recolzades sobre les jàsseres, i les 12 restants es recolzen sobre la biga corba.

Donada la inclinació de la coberta, les biguetes tindran una inclinació que afectarà a la combinació de moments flectors en dos direccions diferents. Totes les biguetes recolzades sobre la jàssera tenen el mateix grau d'inclinació, però les biguetes que es recolzen sobre la biga corba tenen una inclinació diferent per a cada una d'elles. A més del grau d'inclinació, la distinció de càlcul de les biguetes també es veu afectada per seva càrrega, la qual depèn, tal com s'ha vist al capítol D.3, de la zona d'incidència de la càrrega de vent. A la figura 5.1 es mostra la distribució de les biguetes al llarg del pòrtic i la seva enumeració.

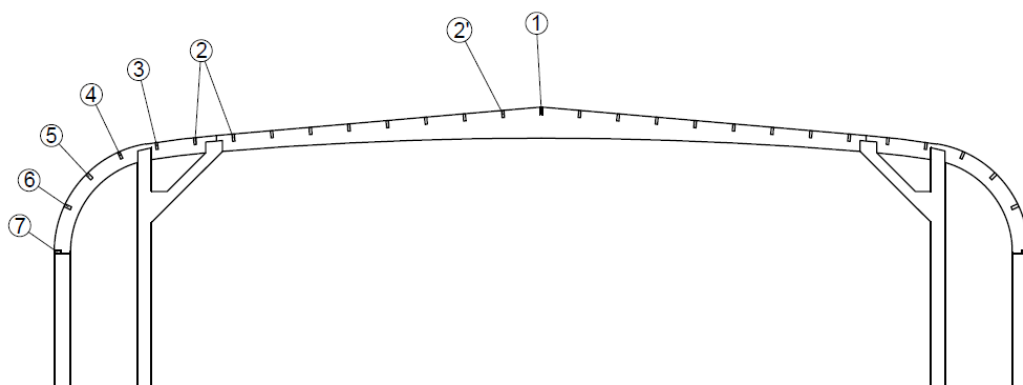
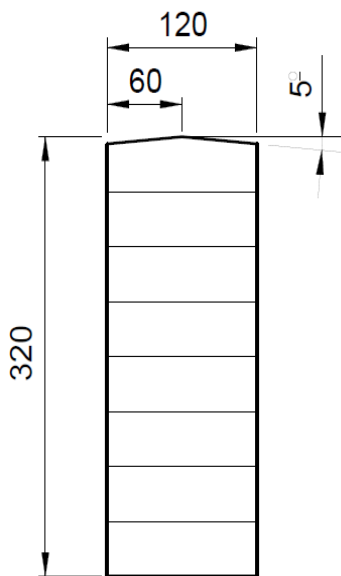


Figura 5. 2 – Distribució i enumeració de les biguetes al llarg del pòrtic.

Bigueta 1

Dades geomètriques			
Alçada	320 mm	Inèrcia eix fort	$3.27 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	120 mm	Inèrcia eix dèbil	$4.61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	40 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	8
Inclinació	0º	Mòdul resistent z	$20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,384 m³	Mòdul resistent y	$7.68 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'17 kN/m

Taula 5. 1 – Especificacions tècniques de la bigueta 1.

Figura 5. 3 – Secció bigueta 1

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent J d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'17 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,k}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions J	$Q_{i,k}$	1,21 kN/m²

Taula 5. 2 – Càrregues característiques de la bigueta 1.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix igual a 40mm, no caldrà multiplicar els valors característics pel coeficient k .

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{320}{600}\right)^{0,1} = 0.94$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	26,73 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	12780 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	585 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 3 – Propietats de càlcul de la bigueta 1

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,j} = \left(\frac{1.21}{1}\right) = 1.21 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.17}{1.25}\right) = 0.11 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25}\right) = 0.188 \text{ kN/m}^2$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 1.65 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.475 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostres els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'11 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'188 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,475 kN
Combinació d'accions J	$Q_{j,d}$	1,21 kN/m ²

Taula 5. 4 – Càrregues de càlcul de la bigueta 1.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a L/2 de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.11 \cdot 10^2}{8} = 1.34 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 5.87 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 10}{4} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 10}{4} = 6.19 \text{ kNm}$$

$$M_{J,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.21 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 37.81 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,z,d} = 1.34 + 4.13 + 37.81 = 43.28 \text{ kNm}$$

$$M_{2,z,d} = 1.34 + 5.87 + 6.19 = 13.4 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,z,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.11 \cdot 10}{2} = 0.49 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 2.35 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$M_{J,d} = \frac{Q_{J,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.21 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 15.13 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,y,d} = 0.54 + 0.825 + 15.13 = 16.49 \text{ kN}$$

$$V_{2,y,d} = 0.54 + 2.35 + 1.24 = 4.12 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,y,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = \frac{43.28 \text{ kNm}}{20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 21.13 \text{ MPa}$$

Càlcul de l'esforç tallant:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{V_{1,y} \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{16.49 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 15.36 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{3.28 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 120 \text{ mm}} = 0.644 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació a flexió esbiaixada, doncs l'angle d'inclinació és de 0°.

Tampoc és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,g,d}} = \frac{21.13}{26.73} = 0.8 \leq 1$$

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.644}{3.15} = 0.2 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{12780 \cdot 120^2}{9500 \cdot 320} = 47.22 \text{ MPa}$$

L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

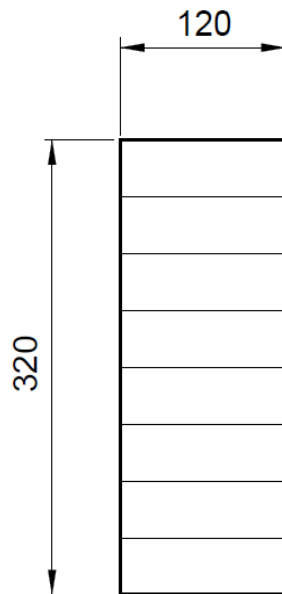
$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{47.22}} = 0.82$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d} \rightarrow 0.94 \cdot 26.73 = 25.13 \geq 21.13$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és la següent:

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0.94$$

Bigueta 2

Dades geomètriques			
Alçada	320 mm	Inèrcia eix fort	$3.27 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	120 mm	Inèrcia eix dèbil	$4.61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	40 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	8
Inclinació	5º	Mòdul resistent z	$20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,384 m³	Mòdul resistent y	$7.68 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'17 kN/m

Taula 5. 5 – Especificacions tècniques de la bigueta 2.

Figura 5. 3 – Secció bigueta 2

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent H d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'17 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,K}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,k}$	1,05 kN/m²

Taula 5. 6 – Càrregues característiques de la bigueta 2.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà multiplicar els valors característics pel coeficient k .

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{320}{600}\right)^{0,1} = 0.94$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	12780 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	585 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 7 – Propietats de càlcul de la bigueta 2.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,H} = \left(\frac{1.05}{1}\right) = 1.05 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.17}{1.25}\right) = 0.11 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25}\right) = 0.188 \text{ kN/m}^2$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 1.65 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.475 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'11 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'188 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,475 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,d}$	1,05 kN/m ²

Taula 5. 8 – Càrregues de càlcul de la bigueta 2.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a L/2 de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.11 \cdot 10^2}{8} = 1.34 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{b,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 5.87 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 10}{4} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 10}{4} = 6.19 \text{ kNm}$$

$$M_{H,d} = \frac{Q_{H,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 32.81 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 1.34 + 4.13 + 32.81 = 38.28 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1.34 + 5.87 + 6.19 = 13.4 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 38.28 \cdot \cos(5) = 38.13 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 38.28 \cdot \sin(5) = 3.34 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.11 \cdot 10}{2} = 0.54 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 2.35 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$V_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$V_{H,d} = \frac{Q_{H,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 13.13 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.54 + 0.825 + 13.13 = 14.49 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 0.54 + 2.35 + 1.24 = 4.12 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 14.49 \cdot \cos(5) = 14.43 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 14.49 \cdot \sin(5) = 1.26 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = \frac{38.13 \text{ kNm}}{20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 18.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{M_{1,y}}{W_y} = \frac{3.34 \text{ kNm}}{7.68 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 4.34 \text{ MPa}$$

Càlcul de l'esforç tallant:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{V_{1,y} \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{14.43 \cdot 10^3 N \cdot 15.36 \cdot 10^5 mm^3}{3.28 \cdot 10^8 mm^4 \cdot 120 mm} = 0.56 MPa$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{V_{1,z} \cdot Me_y}{I_y \cdot b} = \frac{1.26 \cdot 10^3 N \cdot 5.76 \cdot 10^5 mm^3}{4.61 \cdot 10^7 mm^4 \cdot 320 mm} = 0.132 MPa$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{18.62}{26.73} + 0.7 \cdot \frac{4.34}{26.73} = 0.81 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \cdot \frac{18.62}{26.73} + \frac{4.34}{26.73} = 0.65 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.56}{3.15} + \frac{0.132}{3.15} = 0.25 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 m$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{12780 \cdot 120^2}{9500 \cdot 320} = 47.22 \text{ MPa}$$

L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{47.22}} = 0.82$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

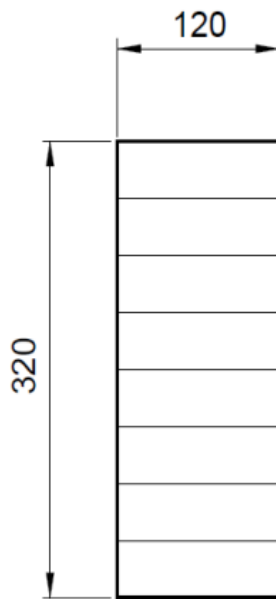
On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és la següent:

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0.94$$

Considerant la nova tensió resistent de càlcul $f_{m,d} = 25.2 \text{ MPa}$

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{18.62}{25.2} + 0.7 \cdot \frac{4.34}{25.2} = 0.86 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \frac{18.62}{25.2} + \frac{4.34}{25.2} = 0.69 \leq 1$$

Bigueta 2'

Dades geomètriques			
Alçada	320 mm	Inèrcia eix fort	$3.27 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	120 mm	Inèrcia eix dèbil	$4.61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	40 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	8
Inclinació	5º	Mòdul resistent z	$20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,384 m³	Mòdul resistent y	$7.68 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'17 kN/m

Taula 5. 9 – Especificacions tècniques de la bigueta 2'.

Figura 5. 4 – Secció bigueta 2'

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent J d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'17 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,K}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions J	$Q_{i,k}$	1,21 kN/m²

Taula 5. 10 – Càrregues característiques de la bigueta 2'.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà multiplicar els valors característics pel coeficient k .

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{320}{600}\right)^{0,1} = 0.94$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	26,73 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	12780 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	585 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 11 – Propietats de càlcul de la bigueta 2'.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,j} = \left(\frac{1.21}{1}\right) = 1.21 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.17}{1.25} \right) = 0.11 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.188 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1} \right) = 1.65 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.475 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'11 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'188 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,475 kN
Combinació d'accions J	$Q_{i,d}$	1,21 kN/m ²

Taula 5. 12 – Càrregues de càlcul de la bigueta 2'.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a L/2 de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.11 \cdot 10^2}{8} = 1.34 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{b,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 5.87 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 10}{4} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 10}{4} = 6.19 \text{ kNm}$$

$$M_{J,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.21 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 37.81 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 1.34 + 4.13 + 37.8 = 43.28 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1.34 + 5.87 + 6.19 = 13.4 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 43.28 \cdot \cos(5) = 43.12 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 43.28 \cdot \sin(5) = 3.77 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.11 \cdot 10}{2} = 0.49 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 2.35 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$V_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$V_{J,d} = \frac{Q_{J,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.21 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 15.13 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.54 + 0.825 + 15.13 = 16.49 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 0.54 + 2.35 + 1.24 = 4.12 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 16.89 \cdot \cos(5) = 16.42 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 16.89 \cdot \sin(5) = 1.44 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = \frac{43.12 \text{ kNm}}{20.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 21.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{M_{1,y}}{W_y} = \frac{3.77 \text{ kNm}}{7.68 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 4.91 \text{ MPa}$$

Càlcul de l'esforç tallant:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{V_{1,y} \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{16.42 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 15.36 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{3.28 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 120 \text{ mm}} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{V_{1,z} \cdot Me_y}{I_y \cdot b} = \frac{1.44 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 5.76 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{4.61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 320 \text{ mm}} = 0.15 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{21.05}{26.73} + 0.7 \cdot \frac{4.9}{26.73} = 0.92 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \frac{21.05}{26.73} + \frac{4.9}{26.73} = 0.74 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.64}{3.15} + \frac{0.15}{3.15} = 0.25 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinciament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{12780 \cdot 120^2}{9500 \cdot 320} = 47.22 \text{ MPa}$$

L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{47.22}} = 0.82$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

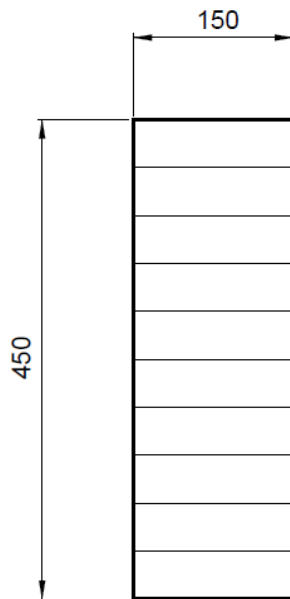
On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és la següent:

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0.94$$

Considerant la nova tensió resistent de càlcul $f_{m,d} = 25.2 \text{ MPa}$

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{21.05}{25.2} + 0.7 \cdot \frac{4.9}{25.2} = 0.972 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \frac{21.05}{25.2} + \frac{4.9}{25.2} = 0.78 \leq 1$$

Bigueta 3

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$11,4 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	150 mm	Inèrcia eix dèbil	$12,7 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	45 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	10
Inclinació	8º	Mòdul resistent z	$50,6 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,675 m³	Mòdul resistent y	$16,9 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'29 kN/m

Taula 5. 13 – Especificacions tècniques de la bigueta 3.

Figura 5. 5 – Secció bigueta 3

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent H d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'29 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,K}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,k}$	1,05 kN/m²

Taula 5. 14 – Càrregues característiques de la bigueta 3.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà

multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{450}{600}\right)^{0,1} = 0.972$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17890 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 15 – Propietats de càlcul de la bigueta 3

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,H} = \left(\frac{1.05}{1} \right) = 1.05 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.188 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.188 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 1.65 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.475 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'188 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'188 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,475 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,d}$	1,05 kN/m ²

Taula 5. 16 – Càrregues de càlcul de la bigueta 3.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 10^2}{8} = 2.36 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{b,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 5.87 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 10}{4} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 10}{4} = 6.19 \text{ kNm}$$

$$M_{J,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 32.81 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 2.36 + 4.13 + 32.81 = 39.3 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 2.36 + 5.87 + 6.19 = 14.42 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 39.3 \cdot \cos(8) = 38.92 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 39.3 \cdot \sin(8) = 5.47 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 10}{2} = 0.94 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 2.35 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$V_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$V_{H,d} = \frac{Q_{H,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 13.13 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.94 + 0.825 + 13.13 = 14.89 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 0.94 + 2.35 + 1.24 = 4.53 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 14.89 \cdot \cos(8) = 14.75 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 14.89 \cdot \sin(8) = 2.07 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = \frac{38.92 \text{ kNm}}{50.6 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 7.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{M_{1,y}}{W_y} = \frac{5.47 \text{ kNm}}{16.88 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 3.24 \text{ MPa}$$

Càlcul de l'esforç tallant:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{V_{1,y} \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{14.75 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 37.97 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{11.39 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 150 \text{ mm}} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{V_{1,z} \cdot Me_y}{I_y \cdot b} = \frac{2.07 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 12.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{12.66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 450 \text{ mm}} = 0.046 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{7.69}{27.98} + 0.7 \cdot \frac{3.24}{27.98} = 0.36 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \cdot \frac{7.69}{27.98} + \frac{3.24}{27.98} = 0.31 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.33}{3.15} + \frac{0.046}{3.15} = 0.12 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{17890 \cdot 150^2}{9500 \cdot 450} = 73.44 \text{ MPa}$$

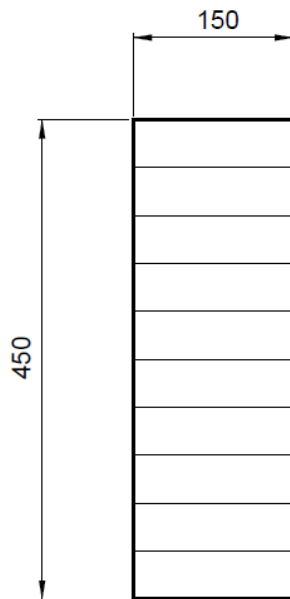
L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{73.44}} = 0.66$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és 1 per a valors inferiors a 0.75. Per tant, la comprovació a flexió esbiaixada feta anteriorment segueix vigent.

Bigueta 4

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$11,4 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	150 mm	Inèrcia eix dèbil	$12,7 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	45 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	10
Inclinació	24º	Mòdul resistent z	$50,6 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,675 m³	Mòdul resistent y	$16,9 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'29 kN/m

Taula 5. 17 – Especificacions tècniques de la bigueta 4.

Figura 5. 6 – Secció bigueta 4

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent H d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'29 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,K}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,k}$	1,05 kN/m²

Taula 5. 18 – Càrregues característiques de la bigueta 4.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà

multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{450}{600}\right)^{0,1} = 0.972$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17890 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 19 – Propietats de càlcul de la bigueta 4

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,H} = \left(\frac{1.05}{1} \right) = 1.05 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.188 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.188 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 1.65 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.475 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'188 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'188 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,475 kN
Combinació d'accions H	$Q_{H,d}$	1,05 kN/m ²

Taula 5. 20 – Càrregues de càlcul de la bigueta 4.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 10^2}{8} = 2.36 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{b,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 5.87 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 10}{4} = 4.13 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 10}{4} = 6.19 \text{ kNm}$$

$$M_{J,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = 32.81 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 2.36 + 4.13 + 32.81 = 39.3 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 2.36 + 5.87 + 6.19 = 14.42 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 39.3 \cdot \cos(24) = 35.9 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 39.3 \cdot \sin(24) = 15.98 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 10}{2} = 0.94 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 2.35 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$V_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$V_{H,d} = \frac{Q_{H,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.05 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = 13.13 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de les biguetes, i, per altra banda, la combinació entre els tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.94 + 0.825 + 13.13 = 14.89 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 0.94 + 2.35 + 1.24 = 4.53 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = 14.89 \cdot \cos(24) = 13.61 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = 14.89 \cdot \sin(24) = 6.06 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = \frac{35.9 \text{ kNm}}{50.6 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 7.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{M_{1,y}}{W_y} = \frac{15.98 \text{ kNm}}{16.88 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 9.47 \text{ MPa}$$

Càlcul de l'esforç tallant:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{V_{1,y} \cdot M_{e_z}}{I_z \cdot b} = \frac{13.61 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 37.97 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{11.39 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 150 \text{ mm}} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{V_{1,z} \cdot M_{e_y}}{I_y \cdot b} = \frac{6.06 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 12.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{12.66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 450 \text{ mm}} = 0.13 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{7.09}{27.98} + 0.7 \cdot \frac{9.47}{27.98} = 0.49 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \cdot \frac{7.09}{27.98} + \frac{9.47}{27.98} = 0.52 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.3}{3.15} + \frac{0.13}{3.15} = 0.14 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{17890 \cdot 150^2}{9500 \cdot 450} = 73.44 \text{ MPa}$$

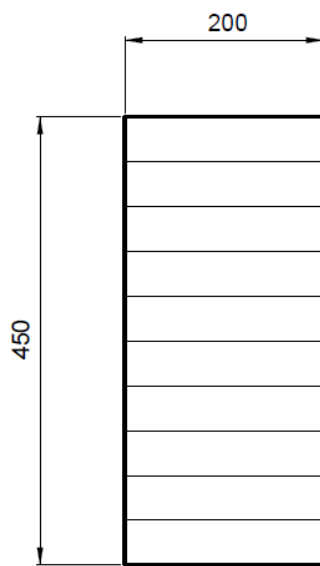
L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{73.44}} = 0.66$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és 1 per a valors inferiors a 0.75. Per tant, la comprovació a flexió

Bigueta 5

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$15,2 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	200 mm	Inèrcia eix dèbil	$3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	45 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	10
Inclinació	44º	Mòdul resistent z	$67,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,9 m³	Mòdul resistent y	$3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'39 kN/m

Taula 5. 21 – Especificacions tècniques de la bigueta 5.

Figura 5. 7 – Secció bigueta 5

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent F d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'39 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,k}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,k}$	-2.16 kN/m²

Taula 5. 22 – Càrregues característiques de la bigueta 5.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà

multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{450}{600}\right)^{0,1} = 0.972$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17890 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 23 – Propietats de càlcul de la bigueta 5.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,F} = -\left(\frac{2.16}{1}\right) = -2.16 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.39}{1.25}\right) = 0.15 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25}\right) = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'15 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'11 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	0 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	0 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,d}$	-2,16 kN/m ²

Taula 5. 24 – Càrregues de càlcul de la bigueta 5.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.15 \cdot 10^2}{8} = 1.86 \text{ kNm}$$

$$M_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = -67.5 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal comprovar la combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 1.86 - 67.5 = -65.64 \text{ kNm}$$

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = -65.64 \cdot \cos(44) = -47.21 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = -65.64 \cdot \sin(44) = -45.6 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.15 \cdot 10}{2} = 0.75 \text{ kN}$$

$$V_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = -27 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal comprovar la combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.75 - 27 = -26.25 \text{ kN}$$

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = -26.25 \cdot \cos(44) = -18.89 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = -26.25 \cdot \sin(44) = -18.24 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier, i de l'esforç tallant:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{[M_{1,z}]}{W_z} = \frac{[-47.21] \text{ kNm}}{67.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{[M_{1,y}]}{W_y} = \frac{[-45.6] \text{ kNm}}{3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 15.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,y,d} = \frac{[V_{1,y}] \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{[-18.89] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 37.97 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{11.39 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 150 \text{ mm}} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{[V_{1,z}] \cdot Me_y}{I_y \cdot b} = \frac{[-18.24] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 12.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{12.66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 450 \text{ mm}} = 0.3 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{7}{27.98} + 0.7 \cdot \frac{15.2}{27.98} = 0.63 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \cdot \frac{7}{27.98} + \frac{15.2}{27.98} = 0.72 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.31}{3.15} + \frac{0.3}{3.15} = 0.2 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{17890 \cdot 200^2}{9500 \cdot 450} = 130.57 \text{ MPa}$$

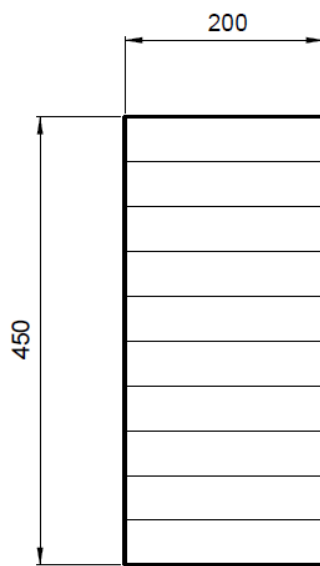
L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{130.57}} = 0.49$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és 1 per a valors inferiors a 0.75. Per tant, la comprovació a flexió

Bigueta 6

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$15,2 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	200 mm	Inèrcia eix dèbil	$3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	45 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	10
Inclinació	65°	Mòdul resistent z	$67,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,9 m³	Mòdul resistent y	$3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'39 kN/m

Taula 5. 25 – Especificacions tècniques de la bigueta 6.

Figura 5. 8 – Secció bigueta 6

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent F d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'39 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,k}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,k}$	-2.16 kN/m²

Taula 5. 26 – Càrregues característiques de la bigueta 6.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà

multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{450}{600}\right)^{0,1} = 0.972$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17890 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 27 – Propietats de càlcul de la bigueta 6.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,F} = -\left(\frac{2.16}{1}\right) = -2.16 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.39}{1.25}\right) = 0.15 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25}\right) = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'15 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'11 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	0 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	0 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,d}$	-2,16 kN/m ²

Taula 5. 28 – Càrregues de càlcul de la bigueta 6.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.15 \cdot 10^2}{8} = 1.86 \text{ kNm}$$

$$M_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = -67.5 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal comprovar la combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 1.86 - 67.5 = -65.64 \text{ kNm}$$

A conseqüència de la inclinació, es descompon el moment flector en els dos components:

$$M_{1,z,d} = M_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = -65.64 \cdot \cos(65) = -27.74 \text{ kNm}$$

$$M_{1,y,d} = M_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = -65.64 \cdot \sin(65) = -59.49 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.15 \cdot 10}{2} = 0.75 \text{ kN}$$

$$V_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = -27 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal comprovar la combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.75 - 27 = -26.25 \text{ kN}$$

A conseqüència de la inclinació, es descompon el tallant en els dos components:

$$V_{1,y,d} = V_{1,d} \cdot \cos(\alpha) = -26.25 \cdot \cos(65) = -11.1 \text{ kNm}$$

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = -26.25 \cdot \sin(65) = -23.79 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier, i de l'esforç tallant:

$$\sigma_{1,z,d} = \frac{[M_{1,z}]}{W_z} = \frac{[-27.74] \text{ kNm}}{67.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 4.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{[M_{1,y}]}{W_y} = \frac{[-59.46] \text{ kNm}}{3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,y,d} = \frac{[V_{1,y}] \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{[-11.1] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 37.97 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{11.39 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \cdot 150 \text{ mm}} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{[V_{1,z}] \cdot Me_y}{I_y \cdot b} = \frac{[-23.79] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 12.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{12.66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 450 \text{ mm}} = 0.4 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió esbiaixada:

$$\frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{4.11}{27.98} + 0.7 \cdot \frac{19.83}{27.98} = 0.64 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{1,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.7 \cdot \frac{4.11}{27.98} + \frac{19.83}{27.98} = 0.81 \leq 1$$

Sabent que k_m és 0.7 per a seccions rectangulars de fusta laminada encolada, segons 6.1.7 del CTE-DB-SE-M i que tant les tensions en y com les tensions en z són tensions en el sentit de les fibres. Per tant, $f_{m,z,d}$ i $f_{m,y,d}$ són iguals al valor de resistència a flexió $f_{m,g,d}$.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,y,d}}{f_{v,g,d}} + \frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.18}{3.15} + \frac{0.4}{3.15} = 0.18 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{17890 \cdot 200^2}{9500 \cdot 450} = 130.57 \text{ MPa}$$

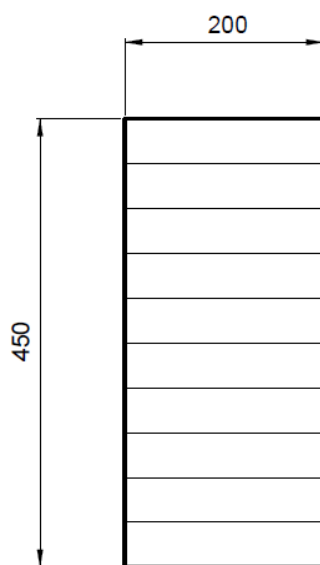
L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{130.57}} = 0.49$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és 1 per a valors inferiors a 0.75. Per tant, la comprovació a flexió

Bigueta 7

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$15,2 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	200 mm	Inèrcia eix dèbil	$3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Llum	10 m	Gruix làmines	45 mm
Intereix	2.5 m	Nº de làmines	10
Inclinació	90º	Mòdul resistent z	$67,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Volum	0,9 m³	Mòdul resistent y	$3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	0'39 kN/m

Taula 5. 29 – Especificacions tècniques de la bigueta 7.

Figura 5. 9 – Secció bigueta 7

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La bigueta es situa a la zona d'incidència de càrrega de vent F d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0'39 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,k}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,k}$	-2.16 kN/m²

Taula 5. 30 – Càrregues característiques de la bigueta 7.

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Ja que l'alçada de la secció és menor a 600mm, es multiplicarà la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix major a 40mm, no caldrà

multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$k_h = \left(\frac{450}{600}\right)^{0,1} = 0.972$$

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	27,98 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	22,39 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17890 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	28,8 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 31 – Propietats de càlcul de la bigueta 7.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{d,F} = -\left(\frac{2.16}{1}\right) = -2.16 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.39}{1.25}\right) = 0.15 \text{ kN/m}$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25}\right) = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 0 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 0 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 0$ coeficient de seguretat de càrregues variables per a càrregues de sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'15 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'11 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	0 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	0 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,d}$	-2,16 kN/m ²

Taula 5. 32 – Càrregues de càlcul de la bigueta 7.

Considerant els recolzaments de la bigueta com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.15 \cdot 10^2}{8} = 1.86 \text{ kNm}$$

$$M_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10^2}{8} = -67.5 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal comprovar la combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$M_{1,d} = 1.86 - 67.5 = -65.64 \text{ kNm}$$

Donat que la inclinació de la bigueta és de 90° , només es considerarà el moment flector en direcció Y:

$$M_{1,y,d} = -65.64 \text{ kNm}$$

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.15 \cdot 10}{2} = 0.75 \text{ kN}$$

$$V_{F,d} = \frac{Q_{F,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{-2.16 \cdot 2.5 \cdot 10}{2} = -27 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal comprovar la combinació entre els tallants causats per la combinació d'accions i el pes propi de les biguetes.

$$V_{1,d} = 0.75 - 27 = -26.25 \text{ kN}$$

Igual que en abans, la inclinació de 90° implica que el tallant es considera en sentit Z:

$$V_{1,z,d} = V_{1,d} \cdot \sin(\alpha) = -26.25 \cdot \sin(65) = -26.25 \text{ kNm}$$

Càlcul de la tensió normal mitjançant la fórmula de Navier, i de l'esforç tallant:

$$\sigma_{1,y,d} = \frac{[M_{1,y}]}{W_y} = \frac{[-65.64] \text{ kNm}}{3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} \cdot \frac{10^6 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 21.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{1,z,d} = \frac{[V_{1,z}] \cdot M e_y}{I_y \cdot b} = \frac{[-26.25] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 12.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{12.66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 450 \text{ mm}} = 0.44 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Mises, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació de la flexió:

$$\frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{21.88}{27.98} = 0.78 \leq 1$$

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{0.44}{3.15} = 0.14 \leq 1$$

La secció aguanta els esforços segons comprovació d'estat límit últim. A continuació es fa la comprovació del vinclament lateral.

La longitud eficaç de la biga es troba mitjançant l'equació 4.37 del capítol 4, seguint les indicacions de la figura 4.15.

$$L_{ef} = \beta_v \cdot L = 0.95 \cdot 10 = 9.5 \text{ m}$$

$\beta_v = 0.95$ per a bigues bi-recolzades amb una càrrega lineal uniformement distribuïda.

Segons l'equació 4.36 del capítol 4, la tensió crítica màxima de vinclament es calcula de la següent manera:

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot \frac{E_{0,g,d} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0.78 \cdot \frac{17890 \cdot 200^2}{9500 \cdot 450} = 130.57 \text{ MPa}$$

L'esveltesa relativa a la flexió es calcula amb l'equació 4.35 del capítol 4:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{130.57}} = 0.49$$

La comprovació al vinclament lateral ha de verificar l'equació 4.33 plantejada al capítol 4:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

On, segons l'equació 4.34, la k_{crit} és 1 per a valors inferiors a 0.75. Per tant, la comprovació a flexió

B.5.2.- Jàsseres

Les jàsseres són els elements portants que tenen la funció de suportar les biguetes i la coberta. Estan col·locades transversalment a les biguetes al llarg de la planta de l'obra, a una distància de 10 metres entre elles amb un total de 8 jàsseres.

Són de secció variable, amb una inclinació de 5° a l'extrem superior i una curvatura de 250 metres de radi a la part inferior. La seva longitud és de 42 metres, amb una secció màxima, a la part central, de 2 metres d'alçada per 40 cm d'amplada, i una secció mínima, als recolzaments, de 1.046 mm d'alçada i la mateixa amplada. Els gruixos de làmina són de 40mm, corresponent a 50 làmines a la secció màxima i 26 a la secció mínima.

Les jàsseres patiran les càrregues de, a més del seu pes propi, el pes propi de les biguetes, dels panells de coberta, i les combinacions d'accions corresponents. Donat que les jàsseres es troben a les zones d'incidència per a vents laterals J i H, es considerarà una combinació d'accions de pressió uniforme al llarg de la coberta, com a cas desfavorable, corresponent a la zona J.

Per al càlculs de la jàssera es tindrà en compte la curvatura de la fusta laminada encolada, la inclinació de la part superior com a secció variable i la unió macrodentada.

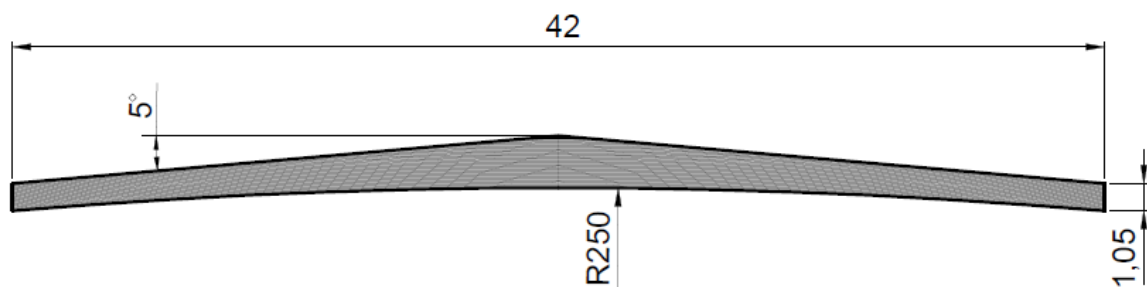


Figura 5. 10 – Alçat de la jàssera, cotes en metres.

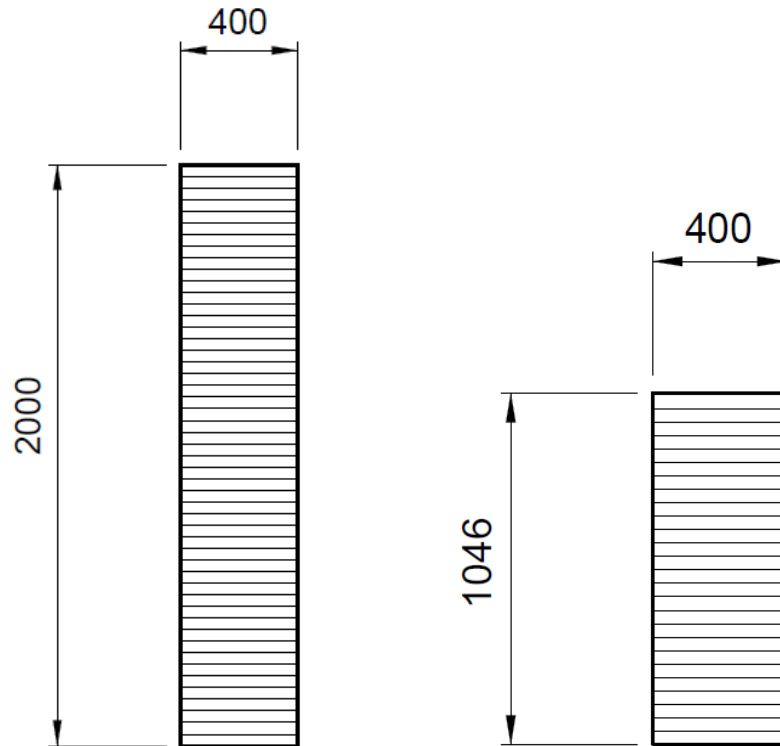


Figura 5. 11 – Secció màxima a L/2 i secció mínima al recolzament de la jàssera, cotes en mm.

Dades geomètriques secció màxima			
Alçada	2000 mm	Inèrcia eix fort	$26,7 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$
Amplada	400 mm	Mòdul resistent z	$26,7 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$
Gruix làmines	40 mm	Nº de làmines	50

Dades geomètriques secció mínima			
Alçada	1046 mm	Inèrcia eix fort	$38,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Amplada	400 mm	Mòdul resistent z	$73 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Gruix làmines	40 mm	Nº de làmines	26

Dades geomètriques jàssera			
Volum	$23,11 \text{ m}^3$	Llum	42 m
Inteix	10 m	Pes Total	9,24 Tones

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32c	$f_{v,g,k}$	$3,5 \text{ N/mm}^2$
$f_{m,g,k}$	32 N/mm^2	$E_{0,g,k}$	13500 N/mm^2
$f_{t,0,g,k}$	$19,5 \text{ N/mm}^2$	$E_{90,g,k}$	300 N/mm^2
$f_{t,90,g,k}$	$0,5 \text{ N/mm}^2$	$G_{g,k}$	650 N/mm^2
$f_{c,0,g,k}$	$24,5 \text{ N/mm}^2$	$\delta_{g,k}$	400 Kg/m^3
$f_{c,90,g,k}$	$2,5 \text{ N/mm}^2$	Pes propi	$2,16 \text{ kN/m}$

Taula 5. 33 – Especificacions tècniques de les seccions màxima i mínima de la jàssera.

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La jàssera es situa a les zones d'incidència de càrrega de vent H i J d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Malgrat ser dos zones diferents, es farà la comprovació per a la càrrega més desfavorable, que és la de la zona J. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi jàsseres	$P_{j,k}$	2,16 kN/m
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	0,69 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,K}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions J	$Q_{J,k}$	1,28 kN/m ²

Taula 5. 34 – Càrregues característiques de la jàssera.

El pes propi lineal de les biguetes s'ha trobat amb el pes total de les 17 biguetes que es recolzen sobre la jàssera, distribuït al llarg de la longitud de la jàssera, tal com es mostra a continuació:

$$P_{b,k} = \frac{\text{Pes biguetes} \cdot \text{Llum biguetes} \cdot N^{\circ} \text{ biguetes}}{\text{Llum jàssera}} = \frac{0.17 \text{ kN/m} \cdot 10\text{m} \cdot 17}{42\text{m}} = 0.69 \text{ kN/m}$$

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Donat que l'alçada de la secció és major a 600mm, no serà necessari multiplicar la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . A més a més, donat que les làmines són de gruix igual a 40mm, no caldrà multiplicar els valors característics pel coeficient k . Tal com es veu al capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	28,8 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	17,6 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17010 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	22,1 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 35 – Propietats de càlcul de la jàssera.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{J,d} = \left(\frac{1,28}{1} \right) = 1,28 \text{ kN/m}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de la jàssera:

$$P_{j,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{2.16}{1.25} \right) = 1.4 \text{ kN/m}$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi de biguetes:

$$P_{b,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.69}{1.25} \right) = 0.56 \text{ kN/m}$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Pes propi dels panells de la coberta:

$$P_{p,d} = 1.35 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{0.29}{1.25} \right) = 0.19 \text{ kN/m}^2$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ coeficient de seguretat de càrregues permanents segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons NBE:

$$F_{NBE,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1}{1}\right) = 1.65 \text{ kN}$$

Considerant:

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Força puntual segons Eurocodi:

$$F_{EURO3,d} = 1.5 \cdot 1.1 \cdot \left(\frac{1.5}{1}\right) = 2.48 \text{ kN}$$

$k_{mod} = 1.1$ per a durades instantànies.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

$\gamma_{G,j} = 1.5$ coeficient de seguretat de càrregues variables, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi jàsseres	$P_{j,k}$	1,4 kN/m
Pes propi biguetes	$P_{b,d}$	0'56 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,d}$	0'19 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,d}$	1,65 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,d}$	2,48 kN
Combinació d'accions J	$Q_{F,d}$	1,28 kN/m ²

Taula 5. 36 – Càrregues de càlcul de la jàssera.

Considerant els recolzaments de la jàssera com a una biga bi-recolzada, es calculen els valors de les reaccions per a cada càrrega.

Moments flectors màxims, a $L/2$ de la biga:

$$M_{j,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 42^2}{8} = 308.52 \text{ kNm}$$

$$M_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.56 \cdot 42^2}{8} = 109.03 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{0.188 \cdot 10 \cdot 42^2}{8} = 414.54 \text{ kNm}$$

$$M_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d} \cdot L}{4} = \frac{1.65 \cdot 42}{4} = 17.33 \text{ kNm}$$

$$M_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d} \cdot L}{4} = \frac{2.475 \cdot 42}{4} = 25.99 \text{ kNm}$$

$$M_{Q,j,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{1.28 \cdot 10 \cdot 42^2}{8} = 2822.4 \text{ kNm}$$

Moments flectors combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els moments flectors causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de la jàssera, i, per altra banda, la combinació entre els moments flectors causats per la força puntual segons Eurocodi i els pesos propis del conjunt d'elements que suporta la jàssera. Per a la primera comprovació es té en compte que el pes propi de les biguetes i els panells ja està inclòs dins la combinació d'accions.

$$M_{1,d} = 308.52 + 17.33 + 2822.4 = 3148.25 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 308.52 + 109.03 + 414.54 + 25.99 = 858.08 \text{ kNm}$$

El moment $M_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

Esforços tallants als recolzaments:

$$V_{j,d} = \frac{P_{j,d} \cdot L}{2} = \frac{1.4 \cdot 42}{2} = 29.38 \text{ kN}$$

$$V_{b,d} = \frac{P_{b,d} \cdot L}{2} = \frac{0.49 \cdot 42}{2} = 10.38 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{P_{p,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{0.188 \cdot 10 \cdot 42}{2} = 39.48 \text{ kN}$$

$$V_{NBE,d} = \frac{F_{NBE,d}}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825 \text{ kN}$$

$$V_{EURO3,d} = \frac{F_{EURO3,d}}{2} = \frac{2.475}{2} = 1.24 \text{ kN}$$

$$V_{Q,j,d} = \frac{Q_{j,d} \cdot i \cdot L}{2} = \frac{1.28 \cdot 10 \cdot 42}{2} = 268.8 \text{ kN}$$

Esforços tallants combinats. Cal fer dos comprovacions: combinació entre els esforços tallants causats per la combinació d'accions, la força puntual segons NBE i el pes propi de la jàssera, i, per altra banda, la combinació entre els esforços tallants causats per la força puntual segons Eurocodi i els pesos propis del conjunt d'elements que suporta la jàssera. Per a la primera comprovació es té en compte que el pes propi de les biguetes i els panells ja està inclòs dins la combinació d'accions.

$$V_{1,d} = 29.38 + 0.825 + 268.8 = 299.01 \text{ kN}$$

$$V_{2,d} = 29.38 + 10.38 + 39.48 + 1.24 = 80.48 \text{ kN}$$

El tallant $V_{1,d}$ és més desfavorable. Per tant, és el que es tindrà en compte per a les comprovacions.

Donat que la jàssera és una biga corba, la seva comprovació es realitzarà utilitzant les fórmules 4.10 i 4.11 del capítol 4.

La tensió de flexió al punt més desfavorable, a L/2 on el moment flector és màxim, haurà de complir la següent condició, provinent de l'equació 4.10:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{m,d}$$

La tensió de flexió ($\sigma_{m,d}$) es calcula mitjançant la fórmula 4.11 del capítol 4, i el coeficient de curvatura (k_r) es troba amb la fórmula 4.17.

Mitjançant les equacions 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 i 4.16 es troba el valor de k_l .

$$k_1 = 1 + 1.4 \cdot tg\alpha_{ap} + 5.4 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 1 + 1.4 \cdot tg(5) + 5.4 \cdot tg^2(5) = 1.16$$

$$k_2 = 0.35 - 8 \cdot tg\alpha_{ap} = 0.35 - 8 \cdot tg(5) = -0.35$$

$$k_3 = 0.6 + 8.3 \cdot tg\alpha_{ap} - 7.8 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 0.6 + 8.3 \cdot tg(5) - 7.8 \cdot tg^2(5) = 1.27$$

$$k_4 = 6 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 6 \cdot tg^2(5) = 0.046$$

$$r = r_{ln} + 0.5 \cdot h_{ap} = 250 + 0.5 \cdot 2 = 251$$

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 = 1.16$$

$$\frac{r_{ln}}{t} = \frac{250}{0.04} = 6250$$

$$k_r = 1$$

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 1.16 \cdot \frac{6 \cdot 3148.25 \text{ kNm}}{400 \text{ mm} \cdot 2000^2 \text{ mm}} \cdot \frac{1000000 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 13.74 \text{ MPa}$$

$$13.74 \leq 1 \cdot 27.98$$

S'ha verificat que la jàssera, aguanta el moment flector màxim al punt més desfavorable. A continuació es comprova la resistència al tallant als punts de recolzament:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{[V_{1,y}] \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{[299.01] \cdot 10^3 N \cdot 54.74 \cdot 10^6 mm^3}{38.18 \cdot 10^9 mm^4 \cdot 400 mm} = 1.07 MPa$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{1.07}{3.15} = 0.34 \leq 1$$

No és necessària la comprovació a vinclament lateral de les jàsseres, doncs l'encastament de les biguetes i els panells de coberta eviten el moviment transversal.

B.5.3.- Bigues corbes

Les bigues corbes són els elements portants que actuen per tal de contrarestar l'excentricitat del pilar on es recolza la jàssera. A més a més, també tenen la funció de suportar les biguetes i la coberta. Estan col·locades als extrems de la coberta com a continuïtat de les jàsseres, a una distància de 10 metres entre elles amb un total de 8 bigues corbes.

Són de secció constat, amb una inclinació de 5° al punt de contacte amb les jàsseres, tal com requereix la continuïtat, i una curvatura inicial de 60 metres de radi al primer tram de contacte. El segon tram té un radi de 6 metres respecte la cota inferior de la secció, durant un gir de 81° , mantenint una tangència entre els dos trams.

La seva longitud en projecció horitzontal és de 10,5 metres, i la seva longitud equivalent de desplegament és de 12,67 metres. La secció és de 1.056 mm d'alçada i 400 mm d'amplada, la mateixa que la secció de la jàssera en el punt de contacte, però afegint 1 cm per a coincidir amb el gruix de làmines. Els gruixos de làmina són de 33mm que, per a aquesta alçada de la secció, li corresponen un nombre de 32.

Les bigues corbes patiran les càrregues de, a més del seu pes propi, el pes propi de les biguetes, dels panells de coberta, i les combinacions d'accions corresponents. Donat que les bigues corbes es troben a les zones d'incidència per a vents laterals F i G, es considerarà una combinació d'accions de succió uniforme al llarg de la biga, com a cas desfavorable, corresponent a la zona F.

Per als càlculs de la biga corba es tindrà en compte la curvatura de la fusta laminada encolada de secció constant.

A les figures 5.12 i 5.13 es mostra la projecció de la biga i la seva secció.

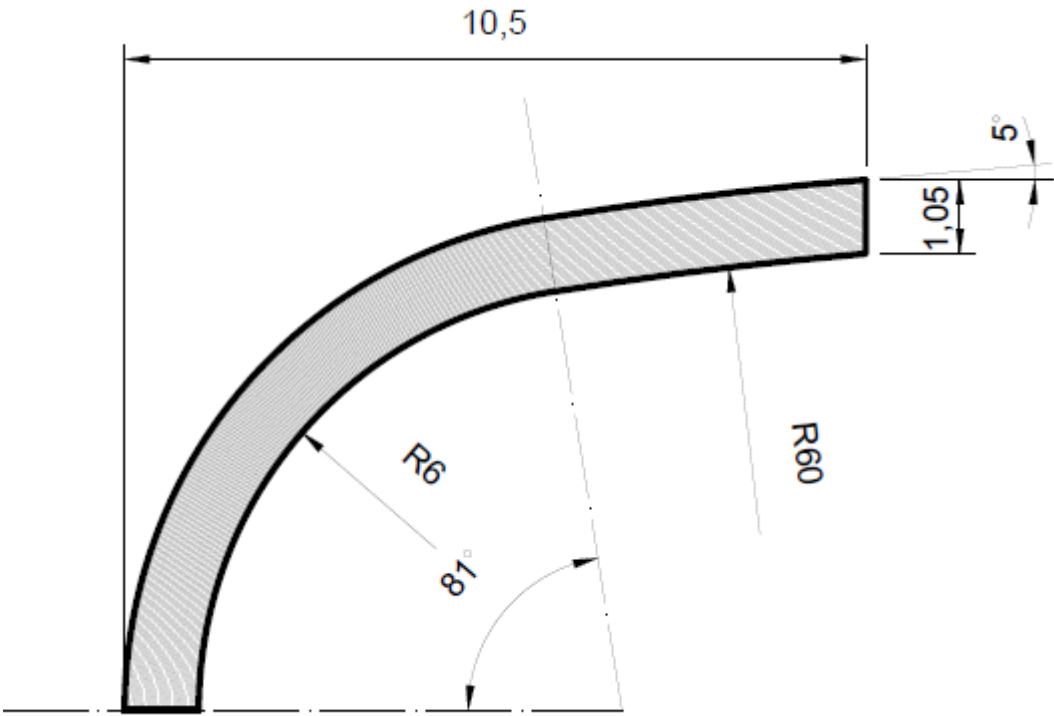
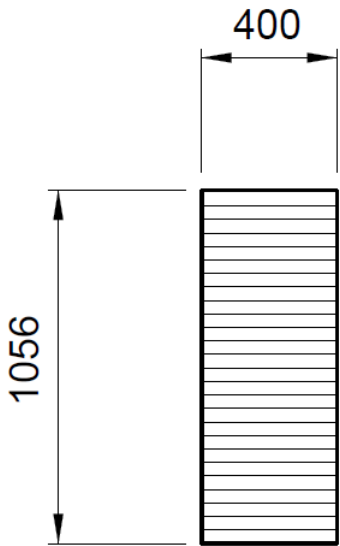


Figura 5. 12 – Alçat de la biga corba, cotes en metres.



Dades geomètriques			
Alçada	1056 mm	Inèrcia eix fort	$39,25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Amplada	400 mm	Mòdul resistent z	$74,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Llum	10,5 m	Gruix làmines	33 mm
L eq	12,67 m	Nº de làmines	32
Volum	5,68 m³	Pes total	2,5 Tones

Propietats característiques			
Classe resistent	GL32h	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm²
$f_{m,g,k}$	32 N/mm²	$E_{0,g,k}$	14200 N/mm²
$f_{t,0,g,k}$	25,6 N/mm²	$E_{90,g,k}$	300 N/mm²
$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm²	$G_{g,k}$	650 N/mm²
$f_{c,0,g,k}$	32 N/mm²	$\delta_{g,k}$	440 Kg/m³
$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm²	Pes propi	2,34 kN/m

Figura 5. 14 – Secció de la biga corba, cotes en mm.

Taula 5. 37 – Especificacions tècniques de la biga corba.

Es durà a terme una comprovació segons estat límit últim d'aquest element estructural.

La biga corba es situa a les zones d'incidència de càrrega de vent F i G d'impacte de vents laterals, tal com es pot comprovar a la figura 2.5 del capítol 2. Malgrat ser dos zones diferents, es farà la comprovació per a la càrrega més desfavorable, que és la de la zona F. Això implica que les càrregues de comprovació, segons combinació d'accions d'estat límit últim de la taula 3.1 del capítol 3, són:

Càrregues característiques		
Pes propi biga corba	$P_{B,k}$	2,34 kN/m
Pes propi biguetes	$P_{b,k}$	1,67 kN/m
Pes propi panells de coberta	$P_{p,k}$	0.29 kN/m ²
Força puntual segons NBE	$F_{NBE,k}$	1 kN
Força puntual segons Eurocodi 3	$F_{EURO3,k}$	1,5 kN
Combinació d'accions F	$Q_{F,k}$	-2.03 kN/m ²

Taula 5. 38 – Càrregues característiques de la biga corba.

El pes propi lineal de les biguetes s'ha trobat amb el pes total de les 5 biguetes que es recolzen sobre la biga corba, distribuït al llarg de la longitud de la projecció horitzontal de la biga corba, tenint en compte que hi ha dos tipus de biguetes amb dos seccions diferents (les dos primeres amb un pes lineal de 0,29 kN/m, i les tres restants amb un pes lineal de 0,39 kN/m), tal com es mostra a continuació:

$$P_{b,k} = \frac{\sum_j (P_{b,k,j} \cdot L_b)}{L_B} = \frac{0.29 \text{ kN/m} \cdot 10\text{m} \cdot 2 + 0.39 \text{ kN/m} \cdot 10\text{m} \cdot 3}{10,5\text{m}} = 1.67 \text{ kN/m}$$

Paral·lelament, el pes propi lineal de la biga corba s'ha trobat amb el seu pes total distribuït sobre la seva projecció horitzontal:

$$P_{B,k} = \frac{\text{Pes Total} \cdot g}{L_B} = \frac{2.5 \text{ T} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2}{10.5\text{m}} = 2.34 \text{ kN/m}$$

Cal multiplicar els valors característics de les propietats de la secció i el material per els coeficients k , presents a les equacions 4.1, 4.2 i 4.3 del capítol 4. Donat que l'alçada de la secció és major a 600mm, no serà necessari multiplicar la resistència a tracció paral·lela a la fibra ($f_{t,0,g,k}$) i a flexió ($f_{m,g,k}$) pel coeficient k_h . Donat que les làmines són de gruix menor a 40mm, caldrà multiplicar el valor característic de la resistència a la flexió pel coeficient k . Tal com es veu al mateix capítol 4, per a bigues de 10 làmines o més, els valors de $E_{0,g,k}$ i $G_{g,k}$ poden augmentar-se per un factor de $k = 1,40$.

Finalment, totes les propietats del material es multiplicaran pel factor k definit a l'equació 4.1 del capítol 4 mitjançant els valors de k_{mod} de la figura 4.3 i els coeficients parcials de seguretat (γ_M) de la figura 4.2. Vegem els nous valors de les propietats:

$$X_d = k_{mod} \cdot \left(\frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

Considerant:

$k_{mod} = 0.9$ per a durades curtes, ja que la combinació de càrrega és de situació extraordinària.

$\gamma_M = 1$ per a situacions extraordinàries.

El factor k degut al gruix de les làmines inferior a 40mm, tal com mostra l'equació 4.3 del capítol 4:

$$k = \min \left\{ \left(\frac{40}{t} \right)^{0,1} ; 1,05 \right\} = 1.02$$

Considerant:

t és el gruix de les làmines.

A la taula següent es mostren els nous valors de càlcul de les propietats:

Propietats de càlcul			
$f_{m,g,d}$	29,36 N/mm ²	$f_{v,g,d}$	3,15 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	17,6 N/mm ²	$E_{0,g,d}$	17892 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,45 N/mm ²	$E_{90,g,d}$	270 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	22,1 N/mm ²	$G_{g,d}$	819 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	2,25 N/mm ²		

Taula 5. 39 – Propietats de càlcul de la biga corba.

Els valors característics de les càrregues també s'han de multiplicar pel coeficient multiplicador k :

Càrrega de combinació d'accions:

$$Q_{j,d} = \left(\frac{-2,03}{1} \right) = -2,03 \text{ kN/mm}^2$$

Cal tenir en compte que les combinacions de càrrega ja han considerat el factor k_{mod} .

Pes propi de la biga corba:

$$P_{B,d} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot \left(\frac{2.34}{1.25} \right) = 0,9 \text{ kN/m}$$

$k_{mod} = 0.6$ per a durades llargues.

$\gamma_M = 1.25$ per a situacions persistents.

$\gamma_{G,j} = 0.8$ coeficient de seguretat de càrregues permanents en sentit favorable, segons equació 3.1 del capítol 3 per a combinacions d'estat límit últim.

Les forces puntuals segons Eurocodi i NBE seran negligibles degut a què el coeficient de seguretat de càrregues variables en sentit favorable és 0. Per tant, només es considerarà una combinació d'esforços entre la càrrega $Q_{j,d}$ i el pes propi de la biga corba. També cal considerar que les càrregues permanents dels pesos propis de les biguetes i els panells de coberta estan inclosos a la càrrega de combinació d'accions.

A la següent taula es mostren els nous valors de càrregues de càlcul:

Càrregues de càlcul		
Pes propi biga corba	$P_{i,k}$	0.9 kN/m
Combinació d'accions F	$Q_{F,d}$	-2.03 kN/m ²

Taula 5. 40 – Càrregues de càlcul de la jàssera.

L'estudi de les càrregues es realitzarà amb el programa de càlcul d'estructures SAP2000, degut a que la biga corba és un element constructiu que actua en un conjunt d'elements de càlculs molt complexes. La biga corba està recolzada sobre el pilar interior en dos punts diferents, actuant com a articulació, a més d'un tercer punt de recolzament sobre el pilar exterior de façana, també considerant la unió com a articulada.

La biga corba té la funció de contrarestar el moment flector del pilar interior degut a la gran excentricitat respecte el punt de recolzament de la jàssera. Per tant, la biga corba patirà importants tensions de tracció.

A continuació es detalla el procediment del càlcul del conjunt estructural mitjançant el SAP2000.

El primer pas per a simular els esforços de l'estructura, és introduir els materials de fusta laminada encolada de classe resistent GL32c per a la jàssera i GL32h per a la biga corba. Es crearà el conjunt estructural format per la jàssera, la biga corba, el pilar interior, les grades, la llosa (aproximada a una bigueta), i els pilars exteriors. Tots aquests elements estaran interrelacionats en les seves càrregues i resistències.

El material de fusta té la característica principal de l'anisotropia, la qual implica que les deformacions i resistències del material depenen del sentit en què s'apliquen. Per a introduir aquesta propietat al SAP, es fa de la següent manera:

Define / Materials / Add New Material / Switch to Advanced Property Display / Directional Symmetry Type / Anisotropic / Modify/Show Material Properties...

Un cop obert el menú de propietats del material per a materials anisotròpics, cal entrar els valors de les propietats de càlcul establertes a la taula 5.39. La figura 5.14 mostra la finestra de diàleg del programa per al cas de classe resistent GL32c:

Material Name: GL32c_jassera

Modulus of Elasticity:

- E1: 17010
- E2: 270
- E3: 270

Shear Modulus:

- G12: 819
- G13: 819
- G23: 819

Material Type: Other

Symmetry Type: Anisotropic

Weight and Mass:

- Weight per Unit Volume: 400,
- Mass per Unit Volume: 40,7747

Units: Kgf, m, C

Figura 5. 15 – Propietats del material anisotròpic de classe resistent GL32c.

Paral·lelament, definim les propietats de càlcul de la classe resistent GL32h. La finestra de diàleg es mostra a la figura 5.15.

Material Name: GL32h_big_a_curba

Modulus of Elasticity:

- E1: 17892,
- E2: 270,
- E3: 270,

Shear Modulus:

- G12: 819,
- G13: 819,
- G23: 819,

Material Type: Other

Symmetry Type: Anisotropic

Weight and Mass:

- Weight per Unit Volume: 440,
- Mass per Unit Volume: 44,8522

Units: Kgf, m, C

Figura 5. 16 – Propietats del material anisotròpic de classe resistent GL32h.

A continuació es defineixen les seccions de la jàssera i la biga corba. Primerament es defineixen les seccions màxima i mínima de la jàssera, mostrades a la figura 5.11, les dimensions de les quals es mostren a la taula 5.33. Les comandes són les següents:

Define / Section Properties / Fram Sections / Add New Property / Frame Section Property Type / Other / Section Designer

Dins el panell de disseny de la secció, es selecciona el material que s'acaba de crear a "Base Material" que, en el cas de les jàsseres, és GL32c. A continuació es prem el botó "Section Designer" el qual dirigeix a una pantalla de disseny CAD que permet dibuixar la secció. La figura 5.16 mostra les seccions dibuixades.

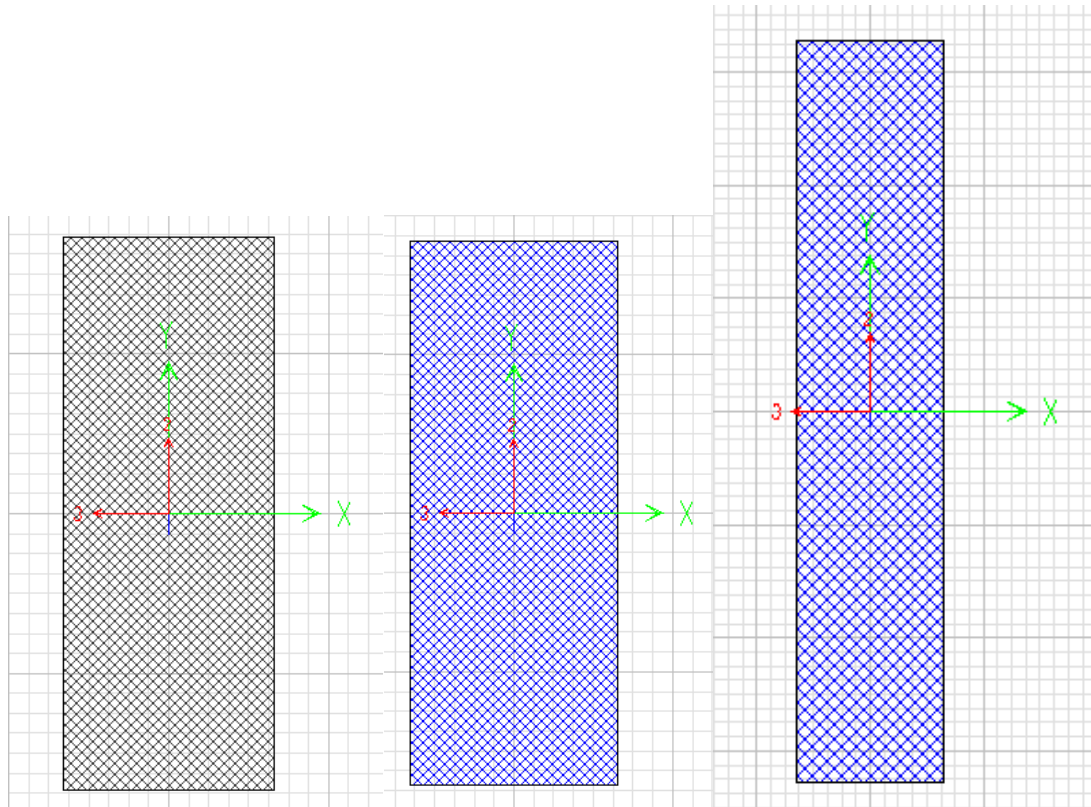


Figura 5. 17 – A l'esquerra, secció de la biga corba. Al mig, secció mínima de la jàssera. A la dreta, secció màxima de la jàssera.

Donat que la jàssera és de secció variable, el SAP permet associar aquesta característica a un element, però té certes limitacions, la variabilitat de la secció ha de ser en forma de pendent i no en forma corbada. Així que s'ha aproximat la curvatura inferior com a pendent.

Els comandaments per a associar una secció variable són:

Define / Section Properties / Fram Sections / Add New Property / Frame Section Property Type / Other/ Nonprismatic

Caldrà seleccionar la secció mínima de la jàssera com a secció inicial i la secció màxima de la jàssera com a secció final. A continuació es mostra a la figura 5.17.

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
jassera1	jassera2	1.	Variable	Parabolic	Parabolic
jassera1	jassera2	1.	Variable	Parabolic	Parabolic

Figura 5. 18 – Finestra de secció variable per a la jàssera.

Les seccions i propietats dels pilars de formigó venen detallades al següent capítol D.5.4.

Abans d'entrar les càrregues a l'estructura es definiran les condicions de restricció als recolzaments, així com els punts d'articulació. Els nodes que es consideren encastaments són els recolzaments inferiors dels pilars i tots els punts de contacte entre barres de formigó. Les unions de la fusta, en canvi, actuaran com a articulacions.

Després de definir totes les seccions, materials i condicions de contacte entre barres i recolzaments, es procedeix a la determinació de càrregues:

Les càrregues que actuaran sobre el conjunt estructural seran els pesos propis, intrínsecs a la definició de secció i material, així que el propi SAP ja té l'eina d'associar aquestes càrregues, i les combinacions d'accions definides a les taules 5.36 i 5.40.

El SAP té la possibilitat de combinar les accions i associar coeficients de seguretat i simultaneïtat, però aquests coeficients ja han estat incorporats als càlculs, així que les càrregues que s'associen al programa són càrregues de càlcul. La taula 5.41 mostra les càrregues definides al SAP.

Càrregues de càlcul				
Nom càrrega		Càrrega superficial	Intereix	Càrrega Lineal
Combinació d'accions J	$Q_{j,k}$	1.28 kN/m ²	10 m	12,8 kN/m
Combinació d'accions F	$Q_{F,d}$	-2.03 kN/m ²	10 m	-20,3 kN/m

Taula 5. 41 – Càrregues de càlcul lineals del pòrtic.

La figura 5.18 Mostra les càrregues introduïdes al SAP2000.

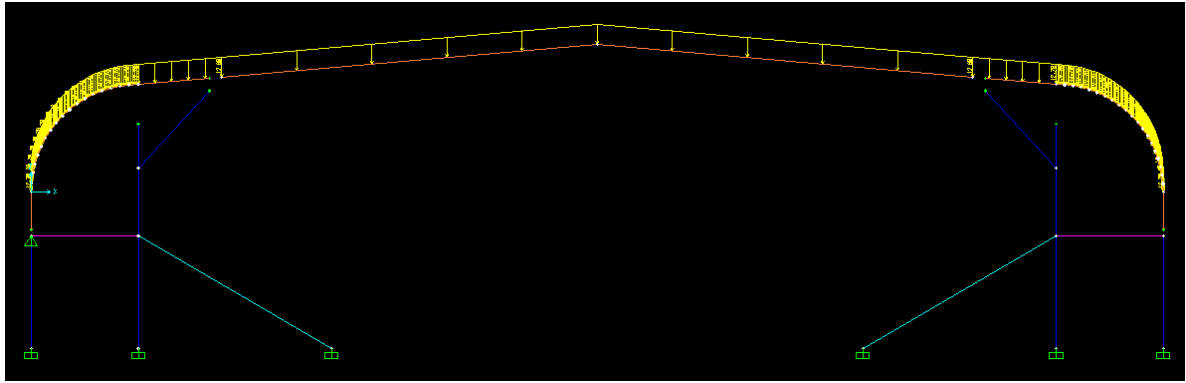


Figura 5. 18 – Distribució de les càrregues de coberta al llarg del pòrtic.

A continuació es mostren els valors dels moments flectors i esforços tallants i axials que pateix la biga corba, segons l'anàlisi per SAP2000.

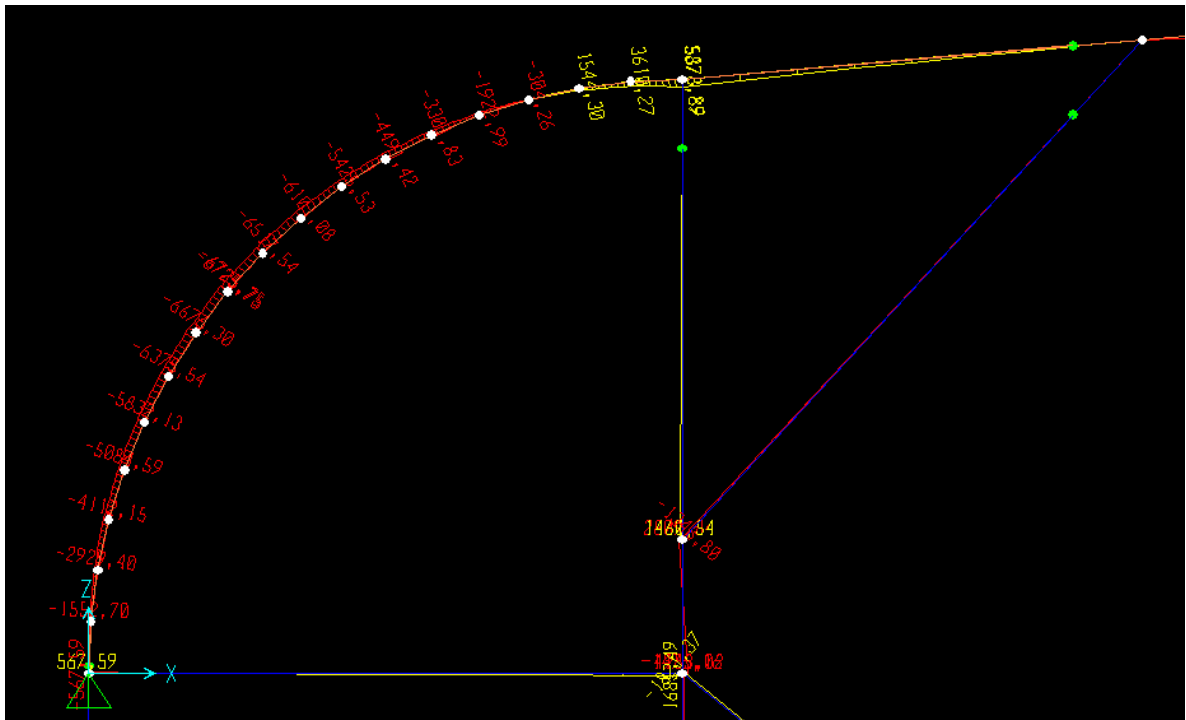


Figura 5. 19 – Moments flectors de la biga corba.

El moment flector màxim segons SAP2000 és de 759,91 kNm. A la figura 5.20 es veu el diagrama de moments per al tram de biga corba que hi correspon el moment màxim.

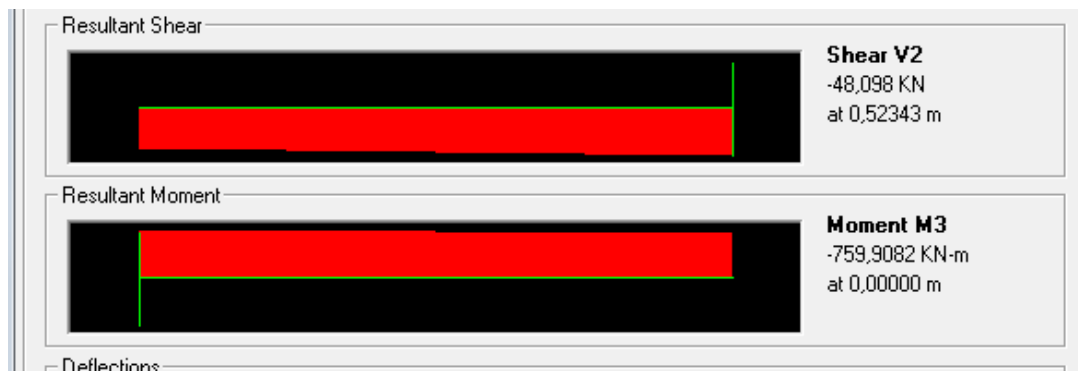


Figura 5. 20 – Diagrama de moments i tallants del tram de moment flector màxim de la biga corba.

S'analitza també el tallant màxim.

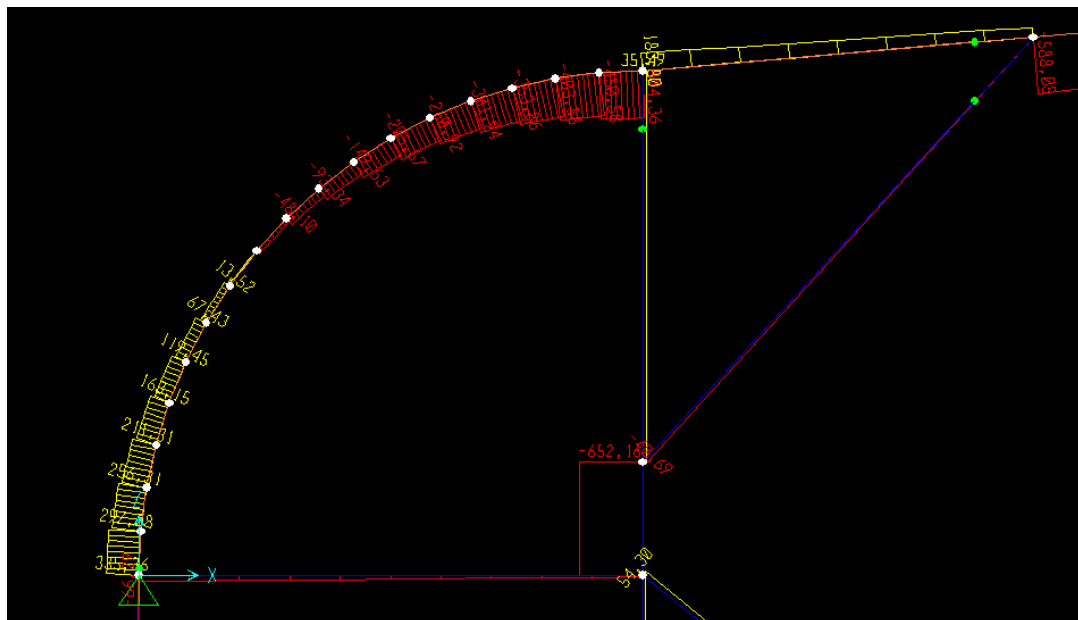


Figura 5. 21 – Tallants de la biga corba.

El tallant màxim segons SAP2000 és de 494,356 kN. A la figura 5.22 es veu el diagrama de tallants per a l'extrem de la biga corba on s'hi troba el tallant màxim.



Figura 5. 22 – Diagrama de tallants de l'extrem de la biga corba on el tallant és màxim.

Finalment es comprova la força axial.

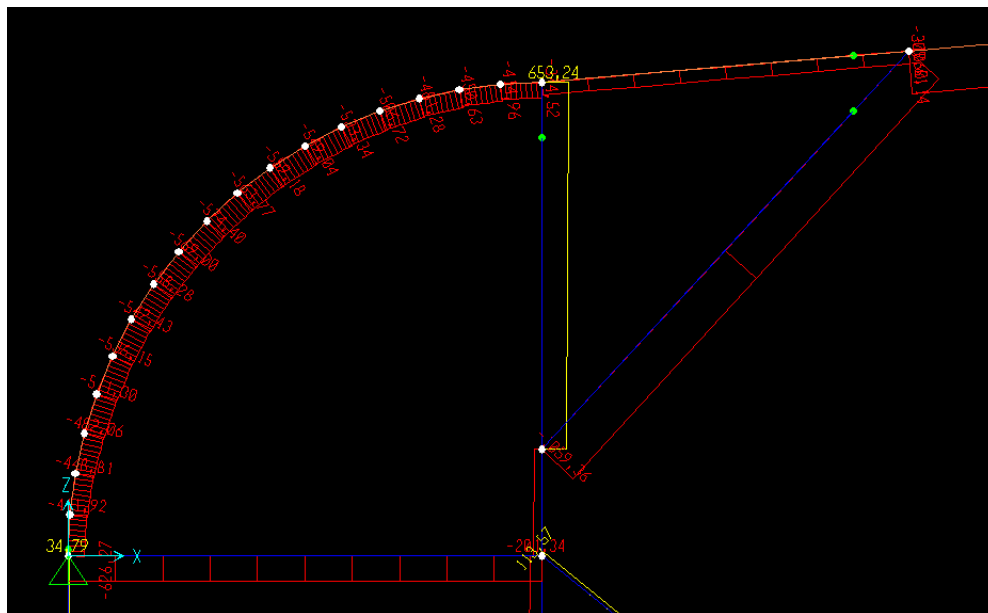


Figura 5. 23 – Forces axials de la biga corba.

La força axial màxima segons SAP2000 és de 574,4 kN, a compressió. A la figura 5.24 es veu el diagrama de forces axials de la biga corba.

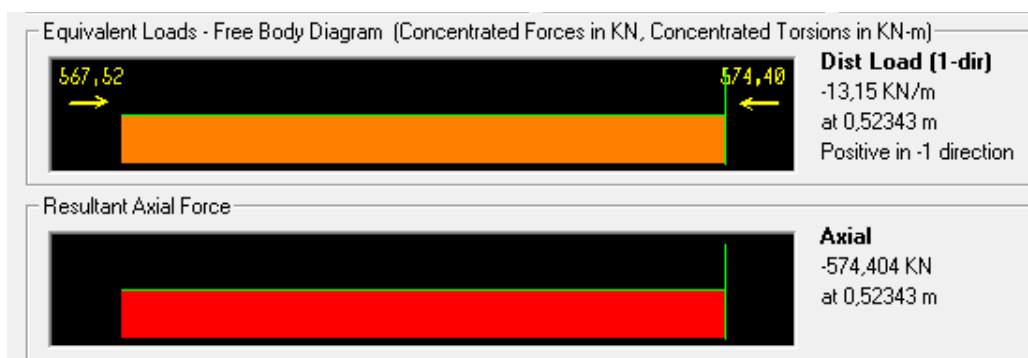


Figura 5. 24 – Diagrama de forces axials de la biga corba en el tram on aquesta és màxima.

A la taula 5.42 es mostra el glossari dels diferents esforços màxims a què està sotmesa la biga corba.

Esforços màxims de la biga corba	
Moments flectors	759,91 kNm
Esforços tallants	494,36 kN
Forces axials	574.4kN

Taula 5. 42 – Esforços màxims de la biga corba extrets dels resultats del SAP2000.

Un cop obtinguts els valors dels esforços màxims, es procedeix a la comprovació de la resistència de la biga:

Donat que és una biga corba, la seva comprovació es realitzarà utilitzant les fórmules 4.10 i 4.11 del capítol 4.

La tensió de flexió al punt més desfavorable haurà de complir la següent condició, provinent de l'equació 4.10:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{m,d}$$

La tensió de flexió ($\sigma_{m,d}$) es calcula mitjançant la fórmula 4.11 del capítol 4, i el coeficient de curvatura (k_r) es troba amb la fórmula 4.17.

Mitjançant les equacions 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 i 4.16 es troba el valor de k_l .

$$k_1 = 1 + 1.4 \cdot tg\alpha_{ap} + 5.4 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 1 + 1.4 \cdot tg(0) + 5.4 \cdot tg^2(0) = 1$$

$$k_2 = 0.35 - 8 \cdot tg\alpha_{ap} = 0.35 - 8 \cdot tg(0) = 0.35$$

$$k_3 = 0.6 + 8.3 \cdot tg\alpha_{ap} - 7.8 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 0.6 + 8.3 \cdot tg(0) - 7.8 \cdot tg^2(0) = 0.6$$

$$k_4 = 6 \cdot tg^2\alpha_{ap} = 6 \cdot tg^2(0) = 0$$

$$r = r_{ln} + 0.5 \cdot h_{ap} = 6 + 0.5 \cdot 1.056 = 6.53$$

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 = 1.03$$

$$\frac{r_{ln}}{t} = \frac{6}{0.033} = 181.82$$

$$k_r = 0.76 + 0.001 \frac{r_{ln}}{t} = 0.942$$

$$\sigma_{m,d} = k_t \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} = 1.03 \cdot \frac{6 \cdot 759.91 \text{ kNm}}{400 \text{ mm} \cdot 1056^2 \text{ mm}} \cdot \frac{1000000 \text{ Nmm}}{1 \text{ kNm}} = 10.53 \text{ MPa}$$

$$10.53 \leq 0.942 \cdot 27.98$$

Cal comprovar la combinació entre esforços axials de compressió amb flexió mitjançant la les fórmules 6.23 i 6.24 del CTE-DB-SE-M.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,g,d}} \leq 1$$

La tensió de càlcul a compressió en sentit de les fibres és:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{574.4 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ mm} \cdot 1056 \text{ mm}} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{1.36}{22.1} \right)^2 + \frac{10.53}{0.942 \cdot 27.98} = 0.4 \leq 1$$

S'ha verificat que la biga corba aguanta el moment flector màxim al punt més desfavorable. A continuació es comprova la resistència al tallant als punts de recolzament:

$$\tau_{1,y,d} = \frac{[V_{1,y}] \cdot Me_z}{I_z \cdot b} = \frac{[494.36] \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 55.76 \cdot 10^6 \text{ mm}^3}{39.25 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \cdot 400 \text{ mm}} = 1.76 \text{ MPa}$$

No és necessària la comprovació per Von Misses, doncs la tensió màxima de flexió i l'esforç tallant màxim no coincideixen al llarg de la secció de la biga.

Comprovació del tallant:

$$\frac{\tau_{1,z,d}}{f_{v,g,d}} = \frac{1.76}{3.15} = 0.56 \leq 1$$

No és necessària la comprovació a vintament lateral de la biga corba, doncs l'encastament de les biguetes i els panells de coberta eviten el moviment transversal.

B.5.4.- Llosa

El pavelló està distribuït en dos pisos. Al pis inferior s'hi distribueixen els espais propis d'esportistes i personal de la infraestructura. El pis superior és el pas de circulació i aglomeració d'espectadors al llarg de les grades i les instal·lacions d'accés al públic. Aleshores, el pis superior és una superfície on solament hi ha envans a les zones dels serveis i a la zona d'entitats.

El forjat que sosté aquest pis està compost per una llosa de formigó de classe HA-25/B/20/IIb amb armadura d'acer B500S. El paviment serà de formigó polit amb un pes propi de 1 kN/m^2 . L'intereix entre pilars de la llosa és de 6 metres en el sentit perpendicular i 5 metres en el sentit longitudinal. La taula 5.43 mostra les dades geomètriques de la llosa i les propietats característiques del material.

Dades geomètriques			
Cantell	250 mm	Gruix paviment	50 mm
Intereix 1	5 metres	Pes propi paviment	1 kN/m^2
Intereix 2	6 metres	Cantell útil	200 mm

Propietats característiques			
$f_{c,k}$	25 N/mm^2	Mòdul de Young	$27.26 \cdot 10^3 \text{ MPa}$
Consistència	Tova	Densitat	25 kN/m^3
Grandària màxima àrid	20 mm	$f_{y,k}$	500 MPa
Designació d'ambient	IIb	Pes propi llosa	6.25 kN/m^2

Taula 5. 43 – Dades geomètriques i propietats característiques de la llosa.

El càlcul de la llosa es basa en els procediments descrits al capítol 4. El mètode dels pòrtics virtuals només podrà utilitzar-se en el sentit longitudinal d'intereix de 5 metres. En el sentit perpendicular només hi ha un tram així que es calcularà com a encastament perfecte.

Les càrregues de la llosa seran les combinacions segons estat límit últim de les càrregues del pes propi del paviment i la pròpia llosa, a més de la sobrecàrrega d'ús segons la figura 2.10 del capítol 2.

$$Q_{c,d} = 1.35 \cdot (6.25 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2) + 1.5 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 17.29 \text{ kN/m}^2$$

Per a la comprovació del cantell mínim s'apliquen les fórmules 4.80 i 4.81 del capítol 4 de càlculs de lloses.

$$L_e = \sqrt[4]{6^3 \cdot 5} = 5.73 \text{ m}$$

$$H_{min} = \frac{5.73}{28} = 0.2047 \text{ m}$$

El cantell compleix la verificació de cantell mínim.

Els moments flectors de la llosa causats per la càrrega Q en el sentit perpendicular (direcció 1), segons els encastaments perfectes són, per a recolzaments:

$$M_{i,-} = \frac{Q_{c,d} \cdot j \cdot L^2}{12} = \frac{17.29 \cdot 5 \cdot 6^2}{12} = -259.31 \text{ kNm}$$

Moment flector al centre de la llosa:

$$M_{i,+} = \frac{Q_{c,d} \cdot j \cdot L^2}{24} = \frac{17.29 \cdot 5 \cdot 6^2}{24} = 129.66 \text{ kNm}$$

En el sentit longitudinal (direcció 2), en canvi, es seguirà el mètode dels pòrtics virtuals, el qual es calcula primer el moment isostàtic:

$$M_{j,d} = \frac{Q_{c,d} \cdot i \cdot L^2}{8} = \frac{17.29 \cdot 6 \cdot 5^2}{8} = 324.14 \text{ kNm}$$

Per mitjà de la distribució dels pòrtics virtuals de la figura 4.28 del capítol 4, es troben els moments flectors en cada punt de recolzament en funció dels seus percentatges corresponents:

$$M_{j,d,1} = -0.3 \cdot M_{j,d} = -0.3 \cdot 324.14 = -97.24 \text{ kNm}$$

$$M_{j,d,2} = 0.52 \cdot M_{j,d} = 0.52 \cdot 324.14 = 168.55 \text{ kNm}$$

$$M_{j,d,3} = -0.7 \cdot M_{j,d} = -0.7 \cdot 324.14 = -226.9 \text{ kNm}$$

$$M_{j,d,4} = 0.35 \cdot M_{j,d} = 0.35 \cdot 324.14 = 113.45 \text{ kNm}$$

$$M_{j,d,5} = -0.65 \cdot M_{j,d} = -0.65 \cdot 324.14 = -210.7 \text{ kNm}$$

L'estudi de la llosa es fa per trams, dividit en zones de recolzament de banda, recolzament interior i zona central. Aquestes zones són una distribució perpendicular a la direcció principal d'estudi que novament distribueixen els moments flectors segons percentatge, mostrat a la figura 4.29 del capítol 4.

L'estudi es farà per a les dos direccions de la llosa, i es seguirà la distribució mostrada en les figures 4.25 i 4.26.

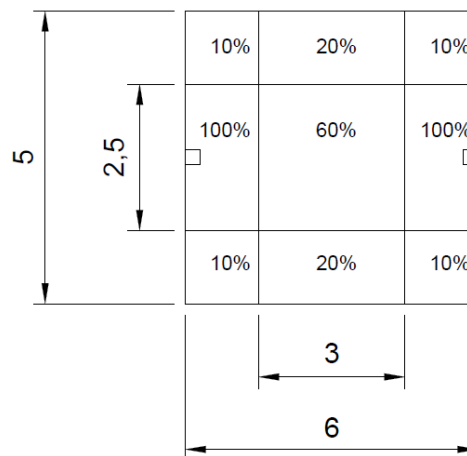


Figura 5. 25 – Distribució d'esforços en direcció 1.

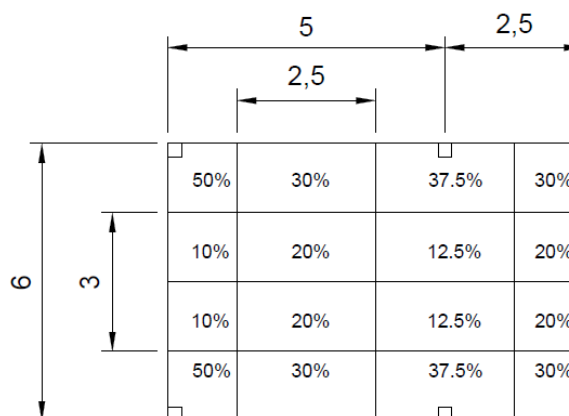


Figura 5. 94 – Distribució d'esforços en direcció 2.

Un cop determinats els moments flectors de cada tram, es calcula la quantia d'acer mitjançant els mateixos procediments que una biga de flexió simple, per a cada un dels trams. Primerament es calcula el moment flector reduït (μ) mitjançant l'equació 4.51 del capítol 4, agafant la l'amplada b com a valor unitari d'un metre i l'alçada h com al cantell menys el recobriment (5mm).

Amb el moment flector reduït (μ) es troba la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19 del capítol 4, vista a les bigues de flexió simple, i, amb l'equació 4.53, també de l'apartat de les bigues a flexió simple es calcula l'àrea mínima de l'armadura per a cada tram i direcció.

Cal comprovar també que l'armadura no sigui menor que la quantia geomètrica mínima. La quantia mínima es troba amb l'equació 4.83 del capítol 4.

$$A_{g,min} = 0.09\% \cdot b \cdot h = 0.0009 \cdot 100 \cdot 25 = 2.25 \text{ cm}^2/m$$

La quantia mínima correspon a 4 barres de diàmetre 10 distribuïdes cada metre lineal. Les taules 5.44 i 5.45 mostren els valors de càlcul de l'armat longitudinal de la llosa dels laterals del pavelló, per a cada direcció.

Distribució d'esforços a la llosa			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	50,00%	30,00%	50,00%
Central	10,00%	20,00%	10,00%
Valors de càlcul (KNm)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	-129,66	38,90	-129,66
Central	-25,93	25,93	-25,93
Valors de μ			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	0,1945	0,0583	0,1945
Central	0,0389	0,0389	0,0389
Valors de w			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	0,2187	0,0609	0,2187
Central	0,0402	0,0402	0,0402

Valors de As (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	16,770	4,671	16,770
Central	3,084	3,084	3,084
Quanties mínimes (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	3,14	3,14	3,14
Central	3,14	3,14	3,14
Valors de As corregits (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	16,770	4,671	16,770
Central	3,140	3,140	3,140
Valors Afegits a QM (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	13,630	1,531	13,630
Central	0,000	0,000	0,000
Diàmetres			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	8Ø10+10Ø12	6Ø10	8Ø10+10Ø12
Central	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Valors reals As (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	17,590	4,710	17,590
Central	3,140	3,140	3,140

Taula 5. 44 – Dimensionat de l'armadura per a la direcció 1.

Distribució d'esforços a la llosa					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	Interior
Recolzament	50,00%	30,00%	37,50%	30,00%	37,50%
Central	10,00%	20,00%	12,50%	20,00%	12,50%
Valors de càlcul (KNm)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	Interior
Recolzament	-48,62	50,57	-85,09	34,03	-79,01
Central	-9,72	33,71	-28,36	22,69	-26,34

Valors de μ					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	0,0729	0,0758	0,1276	0,0511	0,1185
Central	0,0146	0,0506	0,0425	0,0340	0,0395
Valors de w					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	0,0767	0,0799	0,1380	0,0531	0,1274
Central	0,0145	0,0526	0,0441	0,0351	0,0409
Valors de As (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	5,880	6,124	10,576	4,073	9,766
Central	1,109	4,033	3,381	2,689	3,134
Quanties mínimes (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
Central	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
Valors de As corregits (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	5,880	6,124	10,576	4,073	9,766
Central	3,140	4,033	3,381	3,140	3,140
Valors Afegits a QM (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	2,740	2,984	7,436	0,933	6,626
Central	0,000	0,893	0,241	0,000	0,000
Diàmetres					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	4Ø10+6Ø8	4Ø10+6Ø8	4Ø10+4Ø12+4Ø10	4Ø10+2Ø8	4Ø10+6Ø10+8Ø8
Central	4Ø10	4Ø10+2Ø8	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Valors reals As (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	6,150	6,150	10,800	4,140	10,870
Central	3,140	4,140	3,140	3,140	3,140

Taula 5. 45 – Dimensionat de l'armadura per a la direcció 2.

En el vorejat de les grades de les zones frontals, l'amplada de les lloses és de 3 metres. Per tant, l'intereix en la direcció 1 aquest cop és de 5 metres i l'intereix en la direcció 2 és de 3 metres.

Els moments flectors en la llosa del frontal de la direcció 1, segons pòrtics virtuals són:

$$M_{i,d} = \frac{Q_{c,d} \cdot j \cdot L^2}{8} = \frac{17.29 \cdot 3 \cdot 5^2}{8} = 162.07 \text{ kNm}$$

$$M_{i,d,1} = -0.3 \cdot M_{i,d} = -0.3 \cdot 162.07 = -48.62 \text{ kNm}$$

$$M_{i,d,2} = 0.52 \cdot M_{i,d} = 0.52 \cdot 162.07 = 84.28 \text{ kNm}$$

$$M_{i,d,3} = -0.7 \cdot M_{i,d} = -0.7 \cdot 162.07 = -113.45 \text{ kNm}$$

$$M_{i,d,4} = 0.35 \cdot M_{i,d} = 0.35 \cdot 162.07 = 56.72 \text{ kNm}$$

$$M_{i,d,5} = -0.65 \cdot M_{i,d} = -0.65 \cdot 162.07 = -105.35 \text{ kNm}$$

Els moments flectors en la llosa frontal de la direcció 2, segons encastament perfecte són:

$$M_{j,-} = \frac{Q_{c,d} \cdot i \cdot L^2}{12} = \frac{17.29 \cdot 5 \cdot 3^2}{12} = -64.83 \text{ kNm}$$

$$M_{j,+} = \frac{Q_{c,d} \cdot i \cdot L^2}{24} = \frac{17.29 \cdot 5 \cdot 3^2}{24} = 32.41 \text{ kNm}$$

Distribució d'esforços a la llosa					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	Interior
Recolzament	50,00%	30,00%	37,50%	30,00%	37,50%
Central	10,00%	20,00%	12,50%	20,00%	12,50%
Valors de càlcul (kNm)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	Interior
Recolzament	-24,31	25,28	-42,54	17,02	-39,50
Central	-4,86	16,86	-14,18	11,34	-13,17

Valors de μ					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	0,0365	0,0379	0,0638	0,0255	0,0593
Central	0,0073	0,0253	0,0213	0,0170	0,0198
Valors de w					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	0,0377	0,0392	0,0668	0,0261	0,0619
Central	0,0067	0,0258	0,0215	0,0170	0,0199
Valors de A_s (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	2,887	3,005	5,123	1,998	4,746
Central	0,516	1,978	1,652	1,306	1,529
Quanties mínimes (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
Central	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
Valors de A_s corregits (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	3,140	3,140	5,123	3,140	4,746
Central	3,140	3,140	3,140	3,140	3,140
Valors Afegits a QM (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	0,000	0,000	1,983	0,000	1,606
Central	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Diàmetres					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	4Ø10	4Ø10	7Ø10	4Ø10	7Ø10
Central	4Ø10	4Ø10	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Valors reals A_s (cm ² /m)					
	Exterior	Qualsevol	Interior	Qualsevol	
Recolzament	3,140	3,140	5,500	3,140	5,500
Central	3,140	3,140	3,140	3,140	3,140

Taula 5. 46 – Dimensionament de l'armadura segons direcció 1 per a lloses frontals.

Distribució d'esforços a la llosa			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	50,00%	30,00%	50,00%
Central	10,00%	20,00%	10,00%
Valors de càlcul (KNm)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	-32,41	9,72	-32,41
Central	-6,48	6,48	-6,48
Valors de μ			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	0,0486	0,0146	0,0486
Central	0,0097	0,0097	0,0097
Valors de w			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	0,0505	0,0145	0,0505
Central	0,0093	0,0093	0,0093
Valors de As (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	3,875	1,109	3,875
Central	0,714	0,714	0,714
Quanties mínimes (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	3,14	3,14	3,14
Central	3,14	3,14	3,14
Valors de As corregits (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	3,875	3,140	3,875
Central	3,140	3,140	3,140
Valors Afegits a QM (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	0,735	0,000	0,735
Central	0,000	0,000	0,000

Diàmetres			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	5Ø10	4Ø10	5Ø10
Central	4Ø10	4Ø10	4Ø10

Valors reals As (cm ² /m)			
	Exterior	Qualsevol	Interior
Recolzament	3,930	3,140	3,930
Central	3,140	3,140	3,140

Taula 5. 47 – Dimensionament de l'armadura segons direcció 2 per a lloses laterals.

Finalment és necessari fer la comprovació al punxonament per als pilars. Aquesta verificació ha de satisfer l'equació 4.84 del capítol 4.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

La tensió de punxonament de càlcul es calcula amb l'equació 4.89, i la tensió màxima admissible amb l'equació 4.90 del capítol 4. Amb aquests dos valors es comprova si es necessita armat de punxonament per a tres casos diferents: per a pilars centrals, pilars de banda i pilars de cantonada.

La taula 4.48 mostra la comprovació de punxonament per a la llosa frontal corresponent a intereixos de 3 metres per 5 metres, i la taula 4.49 la comprovació per a la llosa lateral d'intereixos de 5 metres per 6 metres.

Pilar central		Pilar de banda		Pilar de cantonada	
Dimensió	15 m ²	Dimensió	7,5 m ²	Dimensió	3,75 m ²
Perímetre	4913,27 mm	Perímetre	3056,64 mm	Perímetre	1828,32 mm
Axial F _{sd}	259,31 KN	Axial	129,66 KN	Axial	64,83 KN
β	1,15	β	1,4	β	1,5
τ _{rd}	0,30 MPa	τ _{rd}	0,30 MPa	τ _{rd}	0,27 MPa
f _{cv}	25 MPa	f _{cv}	25 MPa	f _{cv}	25 MPa
ξ	2	ξ	2	ξ	2
ρ _l	0,0013	ρ _l	0,0013	ρ _l	0,0013
τ _{sd}	0,35 MPa	τ _{sd}	0,35 MPa	τ _{sd}	0,35 MPa
Armat?	NO	Armat?	NO	Armat?	NO

Taula 5. 48 – Comprovació de punxonament dels diferents pilars que sostenen la llosa lateral.

Cap dels tres casos necessita un armat afegir, doncs la tensió de càlcul és inferior a la admissible.

Pilar central		Pilar de banda		Pilar de cantonada	
Dimensió	30 m2	Dimensió	15 m2	Dimensió	7,5 m2
Perímetre	4913,27 mm	Perímetre	3056,64 mm	Perímetre	1828,32 mm
Axial F_{sd}	518,63 KN	Axial	259,31 KN	Axial	129,66 KN
β	1,15	β	1,4	β	1,5
τ_{rd}	0,61 MPa	τ_{rd}	0,59 MPa	τ_{rd}	0,53 MPa
f_{cv}	25 MPa	f_{cv}	25 MPa	f_{cv}	25 MPa
ξ	2	ξ	2	ξ	2
ρ_l	0,0013	ρ_l	0,0013	ρ_l	0,0013
τ_{sd}	0,35 MPa	τ_{sd}	0,35 MPa	τ_{sd}	0,35 MPa
Armat?	SI	Armat?	SI	Armat?	SI
A_{sw}/s	2,81 mm2/mm	A_{sw}/s	1,68	A_{sw}/s	0,82
$A_{sw} (\varnothing)$	8 $\varnothing$ 8	$A_{sw} (\varnothing)$	8 $\varnothing$ 6	$A_{sw} (\varnothing)$	6 $\varnothing$ 6
$A_{sw} (mm^2)$	402 mm2	$A_{sw} (mm^2)$	226 mm2	$A_{sw} (mm^2)$	170 mm2
s	125 mm2	s	125 mm2	s	175 mm2
A_{sw}/s real	3,22 mm2/mm	A_{sw}/s real	1,81 mm2/mm	A_{sw}/s real	0,97 mm2/mm

Taula 5. 49 – Comprovació de punxonament dels diferents pilars que sostenen la llosa frontal.

Els tres pilars necessiten reforços d'armat per a punxonament.

B.5.5.- Altell

L'altell és una zona reservada per a la premsa, darrera la llotja i sobre la zona d'entitats. Es situa sobre la llosa lateral, recolzat entre els pilars interiors, els pilars de façana i altres pilars interiors.

L'altell tindrà una dimensió de 6 metres d'amplada per 20 metres de llargada, amb 5 pilars que la sostenen a banda i banda. El forjat estarà format per plaques alveolars, que es sostenen sobre bigues transversals.

Tant les bigues com les plaques alveolars són elements constructius prefabricats. Els càlculs s'han basat en el catàleg de prefabricats de formigó de l'empresa PLANAS.

Les càrregues a les què està sotmès el forjat són sobrecàrregues d'ús pròpies d'oficines, doncs només hi té accés el personal de premsa i altres professionals. Això és una sobrecàrrega d'ús, segons la figura 2.10, de 2 kN/m^2 . També s'afegeix un pes propi del paviment de 0.8 kN/m^2 i una càrrega de pes dels paviments de 0.5 kN/m^2 .

La taula 5.50 mostra un glossari de les càrregues a les què està sotmès el forjat.

Càrregues del forjat			
Sobrecàrrega ús	2 kN/m^2	Pes envans	0.5 kN/m^2
Pes paviment	0.8 kN/m^2	Pes propi plaques	3.63 kN/m^2

Taula 5. 10 – Càrregues que sotmeten el forjat.

Plaques alveolar

El càlcul del forjat es realitza mitjançant una combinació d'accions d'estat límit de servei, amb càrregues sense majorar. La càrrega resultant és de:

$$Q_{c,d} = 2 \text{ kN/m}^2 + 0.8 \text{ kN/m}^2 + 0.5 \text{ kN/m}^2 + P \text{ kN/m}^2$$

Segons el catàleg de les plaques alveolars prefabricades, les plaques de 15 cm de cantell són adequades per a les càrregues anteriors. Aquestes plaques tenen un pes propi de 3.63 kN/m^2 . La càrrega resultant és de:

$$Q_{c,d} = 2 \text{ kN/m}^2 + 0.8 \text{ kN/m}^2 + 0.5 \text{ kN/m}^2 + 3.63 \text{ kN/m}^2 = 6.93 \text{ kN/m}^2$$

La placa prefabricada en qüestió té un cantell de 15 cm i un recobriment de 5 cm de formigó i la seva longitud és de 6 metres. A la figura 5.25 es mostra les dimensions segons el catàleg del fabricant.

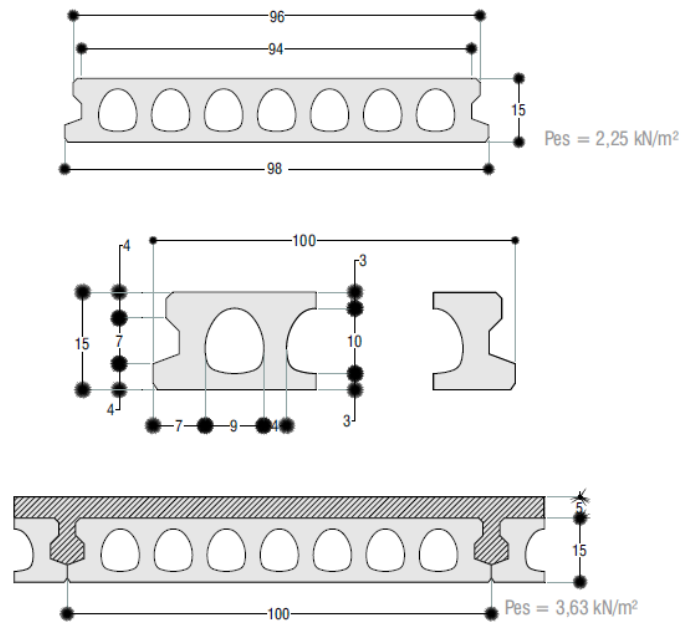


Figura 5. 25 – Dimensions de la placa alveolar de cantell 15 cm.

La figura 5.26 mostra una taula provinent del catàleg del fabricant referenciant les càrregues i llums màxims de la placa alveolar de cantell de 15 cm. Les càrregues de la taula del fabricant ja inclouen el pes propi del paviment, dels envans i de la pròpia placa. Per a una sobrecàrrega d'ús de 2 kN/m^2 , es pot agafar la referència més petita de la taula.

**Taula d'utilització de placa alveolar per a forjat 15+5 cm:
Longitud màxima en funció de la sobrecàrrega**

SOBRECÀRREGA	kp/m²	400	500	750	1000	1500	2000	2500	3000
SOBRECÀRREGA	kN/m²	4	5	7,5	10	15	20	25	30
CAPA DE COMPRESSIÓ	cm	5	5	5	5	5	5	5	5
A-1501	m	4,70	4,60	4,10	3,70	3,20	2,80	2,50	2,30
A-1502	m	5,10	4,90	4,40	4,00	3,50	3,00	2,80	2,60
A-1503	m	5,50	5,40	4,80	4,30	3,70	3,30	3,00	2,80
A-1504	m	5,90	5,80	5,20	4,70	4,10	3,60	3,30	3,00
A-1505	m	6,20	6,10	5,40	5,00	4,30	3,80	3,40	3,20
A-1506	m	6,40	6,30	5,70	5,20	4,40	3,90	3,60	3,30
A-1507	m	6,50	6,40	5,80	5,20	4,60	4,10	3,70	3,40
A-1508	m	6,80	6,60	6,00	5,50	4,70	4,20	3,80	3,50
A-1509	m	6,90	6,80	6,10	5,60	4,90	4,30	3,90	3,60
A-1510	m	7,20	7,10	6,40	5,90	5,10	4,50	4,10	3,80

Figura 5. 26 – Llums màxims per a la placa alveolar de 15 cm.

Jàssera de forjat

Les jàsseres són aquells elements que sostenen les plaques alveolars. També són peces prefabricades i venen segons requisits del fabricant. Utilitzen formigó de resistència característica 45 MPa i acer del tipus B500S.

Les càrregues de la jàssera són les mateixes que les plaques alveolars. La càrrega resultant és el resultat de la combinació d'accions segons estat límit últim.

$$Q_{cII,d} = 1.5 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 + 1.35 \cdot (0.8 \text{ kN/m}^2 + 0.5 \text{ kN/m}^2 + 3.63 \text{ kN/m}^2) = 9.66 \text{ kN/m}^2$$

Les jàsseres en qüestió són jàsseres de banda, això implica que la seva càrrega lineal engloba la meitat del seu intereix (3 metres). La seva càrrega lineal serà el resultat de multiplicar la càrrega resultant per l'intereix corresponent.

$$Q_{cl,d} = 9.66 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 28.97 \text{ kN/m}$$

A la figura 5.27 es mostren les característiques de les jàsseres prefabricades segons catàleg del fabricant.

Armadura	a/10	a/20	a/40	a/60
Comprimida	2ø12	2ø16	3ø16	4ø20
As- (cm²)	2,26	4,02	6,03	12,57
Traccionada	4ø16	4ø16 + 2ø20	4ø16 + 4ø20	7ø25
As+ (cm²)	8,04	14,32	20,61	34,36
Estreps	2bø8c/20	2bø8c/20	2bø8c/20	2bø8c/20

Secció formigó	b = 40	h = 40 cm
----------------	--------	-----------

q (kN/m)	q (kp/m)	Longitud de càlcul (m)			
20	2000	5,40	6,23	6,81	7,70
30	3000	4,67	5,54	6,05	6,84
40	4000	4,04	5,10	5,57	6,29
50	5000		4,72	5,22	5,89
60	6000		4,31	4,95	5,59
70	7000			4,68	5,35
80	8000			4,38	5,15
90	9000			4,13	4,97
100	10000				4,79
110	11000				4,57
120	12000				4,38
130	13000				4,07
140	14000				
150	15000				
160	16000				
170	17000				
180	18000				
190	19000				
200	20000				

Figura 5. 27 – Taules de dimensionament de les jàsseres de forjat segons catàleg del fabricant.

Per a la selecció de la jàssera, cal tenir en compte que el pes propi de la jàssera ja està inclòs dins la càrrega tabulada.

Les jàsseres tenen una longitud de 5 metres, per tant, la jàssera de 40x40 cm d'armat tipus a/10 és adequada per a l'ús d'aquesta obra. La figura 5.28 mostra la secció de la jàssera.



Figura 5. 28 – Secció i dimensionament de la jàssera de forjat.

B.5.6.- Grades

Les grades són aquells elements portants que sostenen els seients dels espectadors. Pateixen una càrrega d'ús molt important degut a les aglomeracions, i el seu dimensionament és estrictament estipulat segons normatives NIDE i reglament general de policia per a espectacles públic d'entre d'altres.

Les grades estan compostes per dos elements: la jàssera de sustentació i les grades transversals. Les primeres tenen la funció de suportar les segones i, aquestes, els seients dels espectadors.

Grada transversal

Les grades es col·loquen recolzada al llarg de la jàssera de sustentació, una sobre l'altra respectant el pendent. Tenen una longitud de 5 metres. Pateixen esforços de moment flector per flexió degut a les sobrecàrregues d'ús de les aglomeracions. Són de secció constata, posades en obra in situ de formigó armat del tipus HA-35/F/12/IIb. A la figura 5.29 es mostren les seves dimensions:

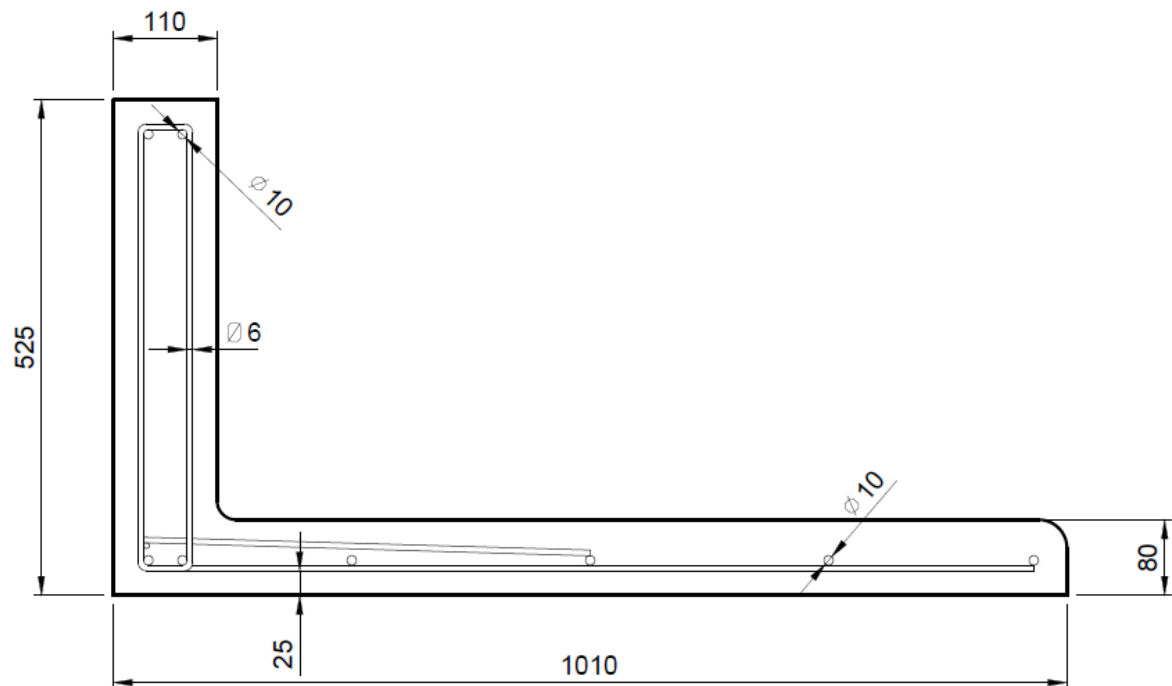


Figura 5. 29 – Secció de la grada, amb l'armat corresponent.

A continuació es mostra la taula 5.51 amb les propietats característiques i dimensions de la secció.

Dades geomètriques			
Alçada h	525 mm	Y cdg	128.67 mm
Gruix b_w	110 mm	X cdg	335.23 mm
Gruix e	80 mm	Inèrcia eix fort	$29.7 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	1010 mm	Mòdul resistent z	$23.04 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Longitud	5 m	Volum	$0,649 \text{ m}^3$

Propietats característiques			
$f_{c,k}$	35 N/mm^2	E_k	29778 N/mm^2
Consistència	Fluida	Densitat	25 kN/m^3
Grandària màxima àrid	12 mm	Pes propi	3.24 kN/m
Designació d'ambient	I Ib	$f_{y,k}$	500 MPa

Taula 5. 51 – Propietats característiques i dimensions del material i la secció.

La resistència del formigó ha de multiplicar-se per un coeficient de minoració per tal de fer servir la resistència de càlcul. Aquest coeficient és de $1/1.5$.

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{1.5} = 23.33 \text{ MPa}$$

La resistència de l'acer també ha de minorar-se. El coeficient, en aquest cas, és de 1/1.15.

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

Les càrregues que pateix la grada són el conjunt de pesos propis de les juntament amb la sobrecàrrega d'ús per a la zona de grades. La taula 5.52 mostra les càrregues:

Dades geomètriques	
Pes propi grades	3.24 kN/m
Sobre càrrega d'ús	5 kN/m ²

Taula 5. 52 – Càrregues de la biga de sustentació.

Un cop definides les càrregues, es considera la biga recolzada amb moments isostàtics en la part central. Les càrregues es calculen de la següent manera.

$$Q_{g,d} = 1.35 \cdot (3.24) + 1.5 \cdot 1.01 \text{ m} \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 11.95 \text{ kN/m}$$

El moment flector positiu màxim es trobarà en la part central de la biga, i s'obté de la següent manera:

$$M_{+,d} = \frac{Q_{g,d} \cdot Lb^2}{8} = \frac{11.95 \cdot 5^2}{24} = 37.36 \text{ kNm}$$

L'esforç tallant màxim, en els encastaments, és de:

$$V_d = \frac{Q_{g,d} \cdot Lb}{2} = \frac{11.95 \cdot 5}{2} = 29.89 \text{ kN}$$

Després de calcular els esforços màxims de moment flector i tallant, es procedeix al càlcul necessari de l'armat. Degut a què és una biga a flexió simple, es basa en el mètode de càlcul d'aproximació rectangular, utilitzant els procediments detallats a l'apartat 4.

Segons el capítol 4, el recobriment mínim per a bigues de formigó armat fabricades in situ amb un seguiment de l'obra és de 5 mm, i tal com mostra la figura 4.17 del mateix apartat, el marge de recobriment per a ciments CEM I, és de 20mm. Seguint les especificacions del capítol 4, considerant uns estreps transversals de Ø6 i unes barres longitudinals de Ø10, es calcula el recobriment inicial:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 5 + 20 = 25 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{nom} + \emptyset_{estreps} + \frac{\emptyset_{barra}}{2} = 25 + 6 + 5 = 36 \text{ mm}$$

La quantia de l'armat es detalla novament al capítol 4. Seguint les fórmules 4.48, 4.49 i 4.50 es calculen la quantia mínima mecànica, la quantia mínima geomètrica i la quantia mínima superior:

$$A_{s,m} = 0.04 \cdot \frac{A \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \frac{(110 \text{ mm} \cdot 525 \text{ mm} + 900 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm}) \cdot 23.33 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}} = 278.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,g} = 0.0028 \cdot A = 0.028 \cdot (110 \text{ mm} \cdot 525 \text{ mm} + 900 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm}) = 363.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s} = 0.3 \cdot A_{s,g} = 0.3 \cdot 363.3 \text{ mm}^2 = 109 \text{ mm}^2$$

La quantia mínima superior implica un valor fixe de barres al llarg de tota la biga. Aquestes barres tenen la següent dimensió:

$$A_{s,s} = 2\emptyset 10 = 157 \text{ mm}^2$$

Comprovació de la distància mínima d'armat:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{37.36 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 110 \text{ mm}}} = 221.98 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 525 \text{ mm} - 36 \text{ mm} = 489 \text{ mm}$$

Donat que el cantell útil d és major que el cantell mínim, no es necessita armadura de compressió i les comprovacions dels esforços a flexió simple es realitzen mitjançant les equacions 4.44 i 4.45 del capítol 4. Primerament es calcula el valor de y i, amb aquest, es troba la secció mínima de l'armat necessària.

$$y = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = 489 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 37.36}{23.33 \cdot 110 \cdot 489^2}} \right) = 30.73 \text{ mm}$$

$$A_{s,1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot y}{f_{yd}} = \frac{23.33 \cdot 110 \cdot 30.73}{434.78} = 181.41 \text{ mm}^2$$

El valor de l'armadura més desfavorable és el de la quantia geomètrica, que aquest es compleix amb un armat de 5Ø10.

Per al dimensionament dels estreps es segueix el procediment de càlcul descrit al capítol 4 referent al càlcul dels estreps per a esforços tallants. És necessari comprovar si l'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima és més petit que la contribució del formigó a la resistència a tallant i, si és així, cal trobar la separació entre estreps.

Primerament es calcula l'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 489 \text{ mm} = 376.35 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Tal com es detalla a l'equació 4.63 del capítol 4, el seu valor es calcula de la següent manera:

$$V_{u2} = V_d - Q_d \cdot d = 29.89 \text{ kN} - 11.95 \text{ kN/m} \cdot 0.489 \text{ m} = 24.04 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{181.4 \text{ mm}^2}{110 \text{ mm} \cdot 489 \text{ mm}} = 0.0034$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{489}} \right) = 1.64$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.64 \cdot (100 \cdot 0.0034 \cdot 35)^{1/3} \cdot 110 \cdot 489 = 20.08 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 24.04 - 20.08 \text{ kN} = 3.96 \text{ kN}$$

Amb el valor de la contribució de l'armadura transversal, per mitjà de l'equació 4.64 del capítol 4 es calcula la separació mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d = \frac{56 \text{ mm}^2}{3.96 \text{ kN}} \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 0.90 \cdot 489 \text{ mm} = 2706 \text{ mm}$$

Independentment de la separació entre estreps de la contribució de l'armadura transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 489 = 366.75 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{56 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 110 \text{ mm}} = 517.16 \text{ mm}$$

La separació entre estreps, segons EHE, no pot ser major que 300 mm. Per tant, després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø6 amb una separació de 300 mm.

Jàssera de sustentació

Les bigues de sustentació estan col·locades cada 5 metres, i tenen una inclinació de 30°. Pateixen importants esforços de moment flector i compressió, degut a la seva càrrega inclinada provocada pel seu pes propi, el de les grades, i la sobrecàrrega d'ús de grans aglomeracions. Són de secció constata, posades en obra in situ de formigó armat del tipus HA-35/F/12/IIb. A les figures 5.30 i 5.31 es mostren les seves dimensions:

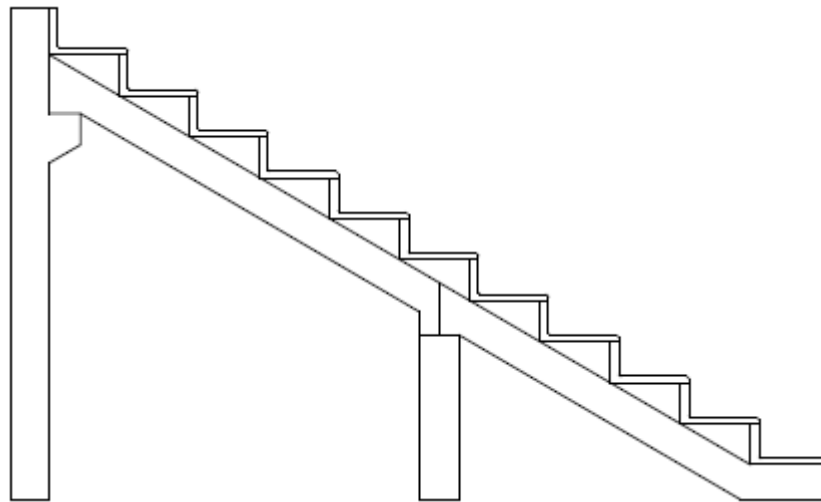


Figura 5.30 – Vista en alçat de la biga de sustentació.

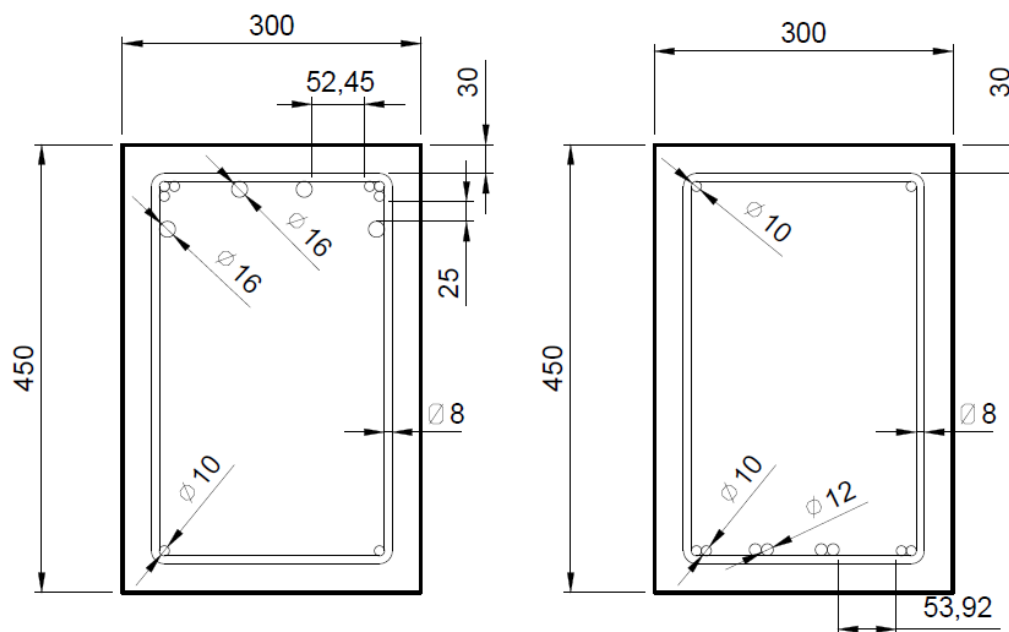


Figura 5.31 – Secció de la biga de sustentació, amb l'armat corresponent, per al tram de moments màxims positius i el tram de moments màxims negatius.

A continuació es mostra la taula 5.53 amb les propietats característiques i dimensions de la secció.

Dades geomètriques			
Alçada	450 mm	Inèrcia eix fort	$22,8 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Amplada	300 mm	Inèrcia eix dèbil	$10,1 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Longitud horitzontal	5.01 m	Mòdul resistent z	$10,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Longitud vertical	3.15 m	Mòdul resistent y	$67,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Inclinació	30.28°	Volum	$0,859 \text{ m}^3$

Propietats característiques			
$f_{c,k}$	35 N/mm ²	E_k	29778 N/mm ²
Consistència	Fluida	Densitat	25 kN/m ³
Grandària màxima àrid	12 mm	Pes propi	4,34 kN/m
Designació d'ambient	IIb	$f_{y,k}$	500 MPa

Taula 5. 53 – Propietats característiques i dimensions del material i la secció.

El mòdul de Young ha estat calculat amb el valor de la resistència característica mitjançant la següent fórmula:

$$E_k = 8500 \cdot \sqrt[3]{8 + 35} = 29.78 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

La resistència del formigó ha de multiplicar-se per un coeficient de minoració per tal de fer servir la resistència de càlcul. Aquest coeficient és de 1/1.5.

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{1.5} = 23.33 \text{ MPa}$$

La resistència de l'acer també ha de minorar-se. El coeficient, en aquest cas, és de 1/1.15.

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

Les càrregues que pateix la biga són el conjunt de pesos propis de les grades i el de la pròpia biga, juntament amb la sobrecàrrega d'ús per a la zona de grades. La taula 5.54 mostra les càrregues:

Dades geomètriques	
Pes propi grades	16,06 kN/m
Pes propi biga	4,34 kN/m
Sobre càrrega d'ús	5 kN/m ²

Taula 5. 54 – Càrregues de la biga de sustentació.

El pes propi de les grades està obtingut de l'apartat anterior, i s'ha obtingut dividint el pes total d'una grada en kN per la seva amplada (1.01m).

Un cop definides les càrregues, es considera la biga recolzada en un encastament perfecte, amb moments flectors importants en els extrems i en la part central. Degut a la inclinació, la càrrega distribuïda tindrà una component Y i una component X que implicarà una força axial de compressió en la secció. Les càrregues es calculen de la següent manera.

$$Q = 1.35 \cdot (16.06 + 4.34) + 1.5 \cdot 5m \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 65.04 \text{ kN/m}$$

$$Q_h = Q \cdot \sin(30.28) = 32.79 \text{ kN/m}$$

$$Q_v = Q \cdot \cos(30.28) = 56.16 \text{ kN/m}$$

La força normal s'obindrà pel producte entre la càrrega horitzontal i la longitud equivalent de la biga.

$$N_d = Q_h \cdot L_b = 32.79 \cdot \sqrt{5.01^2 + 3.15^2} = 194.06 \text{ kN}$$

El moment flector positiu màxim es trobarà en la part central de la biga, i s'obté de la següent manera:

$$M_{+,d} = \frac{Q_v \cdot L_b^2}{24} = \frac{56.16 \cdot 5.92^2}{24} = 81.96 \text{ kNm}$$

El moment flector negatiu màxim es troba als encastaments, i té el següent valor:

$$M_{-,d} = \frac{Q_v \cdot L_b^2}{12} = \frac{56.16 \cdot 5.92^2}{12} = 163.92 \text{ kNm}$$

Finalment, l'esforç tallant màxim, també als encastaments, és de:

$$V_d = \frac{Q_v \cdot Lb}{2} = \frac{56.16 \cdot 5.92}{2} = 166.2 \text{ kN}$$

Després de calcular els esforços màxims de moment flector, tallant i força axial, es procedeix al càlcul necessari de l'armat. Degut a què és una biga a flexo-compensió i no a flexió simple, es basa en el mètode de càlcul d'aproximació rectangular, utilitzant el diagrama d'interacció de flexo-compensió composta i el teorema d'Ehlers, detallats a l'apartat 4.

Segons l'apartat 4, el recobriment mínim per a bigues de formigó armat fabricades in situ és de 10mm, i tal com mostra la figura 4.17 del mateix apartat, el marge de recobriment per a ciment CEM I, és de 20mm. Seguint les especificacions del capítol 4, considerant uns estreps transversals de Ø8 i unes barres longitudinals de Ø10, es calcula el recobriment inicial:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 10 + 20 = 30 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{nom} + \emptyset_{estreps} + \frac{\emptyset_{barra}}{2} = 30 + 8 + 6 = 44 \text{ mm}$$

La quantia de l'armat es detalla novament al capítol 4. Seguint les fórmules 4.48, 4.49 i 4.50 es calculen la quantia mínima mecànica, la quantia mínima geomètrica i la quantia mínima superior:

$$A_{s,m} = 0.04 \cdot \frac{A \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \frac{450 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}} = 289.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,g} = 0.0028 \cdot A = 0.028 \cdot 450 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 378 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s} = 0.3 \cdot A_{s,g} = 0.3 \cdot 378 \text{ mm}^2 = 113.4 \text{ mm}^2$$

La quantia mínima superior implica un valor fixe de barres al llarg de tota la biga. Aquestes barres tenen la següent dimensió:

$$A_{s,s} = 2\emptyset 10 = 157 \text{ mm}^2$$

Degut a l'encastament de la biga, hi ha dos trams amb dos moments importants: el tram central i el tram d'extrems. El primer tram a dimensionar és el tram central:

Comprovació de la distància mínima d'armat:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{81.96 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm}}} = 199.1 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 450 \text{ mm} - 44 \text{ mm} = 406 \text{ mm}$$

Les comprovacions dels esforços a flexo-compensió fan una equivalència del moment flector en una força axial de compressió amb una excentricitat. Aquesta excentricitat és el valor de la distància que implicaria aquest moment:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{81.96}{194.06} = 0.422 \text{ m}$$

L'excentricitat rectificada és:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 0.422 + \frac{406 \text{ mm} - 44 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 0.603 \text{ m}$$

Donat que l'excentricitat és major que la distància d , es considera una excentricitat important per al càlcul a flexo-compensió. Per a aquests casos, el procediment de càlcul, tal com es veu a l'apartat 4, és:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{194055 \text{ N} \cdot 603 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 406^2 \text{ mm}} = 0.1014$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{194055 \text{ N}}{300 \text{ mm} \cdot 406 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.068$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que μ_{xd} , trobem la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.1} = 0.1064$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0.1064 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 406 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 695.5 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 2Ø10, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 2\text{Ø}10 + 2\text{Ø}10 + 4\text{Ø}12 = 766 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que aquestes s'agrupen entre dos barres de Ø10 a cada extrem i dos grups de 2 barres de Ø12 distribuïdes al centre.

$$d = \frac{300 - 2 \cdot (30 + 8) - 2 \cdot 10\sqrt{2} - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{2}}{3} = 53.92 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

Ara es calcula el dimensionament de l'armat per al tram dels extrems, a l'encastament, on el moment flector és màxim i negatiu:

Comprovació de la distància mínima d'armat:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{-,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{163.92 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm}}} = 281.57 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 450 \text{ mm} - 44 \text{ mm} = 406 \text{ mm}$$

Les comprovacions dels esforços a flexo-compressió fan una equivalència del moment flector en una força axial de compressió amb una excentricitat. Aquesta excentricitat és el valor de la distància que implicaria aquest moment:

$$e_0 = \frac{M_{-,d}}{Nd} = \frac{163.92}{194.06} = 0.845 \text{ m}$$

L'excentricitat rectificada és:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 0.845 + \frac{406 \text{ mm} - 44 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 1.026 \text{ m}$$

Donat que l'excentricitat és major que la distància d , es considera una excentricitat important per al càlcul a flexo-compressió. Per a aquests casos, el procediment de càlcul, tal com es veu a l'apartat 4, és:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{194055 \text{ N} \cdot 1026 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 406^2 \text{ mm}} = 0.1725$$

$$v = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{194055 \text{ N}}{300 \text{ mm} \cdot 407 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.068$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que $\mu_{x/d}$, trobem la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.1} = 0.1884$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0.1884 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 406 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 1231.5 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de

referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 2Ø10, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 2\text{Ø}10 + 4\text{Ø}10 + 2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}16 = 1275 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que aquestes s'agrupen en dos fileres de barres. La primera conté tres barres de Ø10 a cada extrem i dos grups de 2 barres de Ø16 distribuïdes al centre, i la segona conté una barra de Ø16 a cada banda.

$$dx = \frac{300 - 2 \cdot (30 + 8) - 2 \cdot 10\sqrt{3} - 2 \cdot 16}{3} = 52.45 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$dy = 25 \text{ mm}$$

Per al dimensionament dels estreps es segueix el procediment de càlcul descrit al capítol 4 referent al càlcul dels estreps per a esforços tallants. És necessari comprovar si l'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima és més petit que la contribució del formigó a la resistència a tallant i, si és així, cal trobar la separació entre estreps.

Primerament es calcula l'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 406 \text{ mm} = 852.6 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Tal com es detalla a l'equació 4.63 del capítol 4, el seu valor es calcula de la següent manera:

$$V_{u2} = V_d - Q_d \cdot d = 166.19 \text{ kN} - 56.16 \text{ kN/m} \cdot 0.406 \text{ m} = 143.39 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1231.5 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 406 \text{ mm}} = 0.0101$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{406}} \right) = 1.702$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.7 \cdot (100 \cdot 0.0101 \cdot 35)^{1/3} \cdot 300 \cdot 406 = 68.05 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 143.39 - 68.05 \text{ kN} = 75.33 \text{ kN}$$

Amb el valor de la contribució de l'armadura transversal, per mitjà de l'equació 4.64 del capítol 4 es calcula la separació mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d = \frac{100.53 \text{ mm}^2}{75.33 \text{ kN}} \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 0.90 \cdot 406 \text{ mm} = 212.01 \text{ mm}$$

Independentment de la separació entre estreps de la contribució de l'armadura transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 406 = 304.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{100.53 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 300 \text{ mm}} = 340.42 \text{ mm}$$

La separació entre estreps, segons EHE, no pot ser major que 300 mm. Per tant, després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø8 amb una separació de 300 mm.

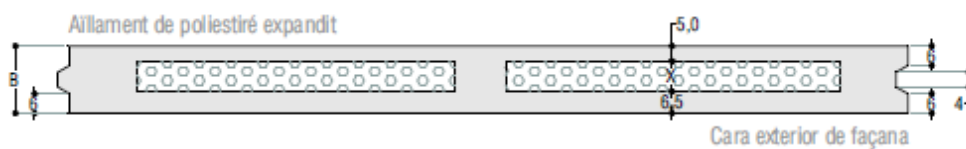
B.5.7.- Pilars

Els pilars són els elements estructurals que suporten tot el pes gravitacional dels elements de coberta. Hi ha varis tipus de pilars en funció de la seva zona i la seva interacció amb els altres elements. Els pilars de façana i de cantonada es situen a les parets exteriors de l'obra, suportant part del pes de les bigues corbes i amb una gran influència de la càrrega de vent. Els pilars interiors principals són els pilars que suporten les jàsseres i les bigues corbes, que pateixen una gran excentricitat. Els pilars interiors de llosa són aquells que la seva alçada és inferior i que tenen la funció de suportar la llosa en els punts mitjos. Els pilars de grada són els que suporten el pes de la grada, tant al primer bloc com al segon. I, finalment, els pilars d'altell són els pilars que suporten els forjats de l'altell per a llotja i premsa.

Degut a la complexitat del conjunt estructural, s'ha estudiat l'estructura mitjançant el programa SAP2000, per a obtenir un estudi fiable de les càrregues a les què estan sotmesos els pilars.

S'ha integrat el disseny complet del pavelló en tres dimensions. Les càrregues considerades són totes aquelles pròpies de les combinacions d'accions d'estat límit últim amb impacte a la coberta, els pesos propis de tots els elements, incorporant els pesos dels tancaments, vents laterals i càrregues d'ús pròpies d'aglomeracions de grans espectacles al llarg de la llosa.

Com a panells de tancaments, s'han considerat panells prefabricats amb un pes propi de $3,80 \text{ kN/m}^2$, basats en els tancaments del catàleg de prefabricats PLANAS. La figura 5.32 mostra les seves dimensions i propietats.



Dimensions		LL-16	LL-20	LL-24	M-16	M-20	M-24
X	cm	4,5	8,5	12,5	0	0	0
B	cm	16	20	24	16	20	24
PES PROPÍ	kN/m ²	3,00	3,80	4,60	4,00	5,00	6,00

Figura 5. 32 – Dimensions i Propietats dels panells de tancament.

La figura 5.33 mostra el conjunt estructural integrat en el SAP2000.

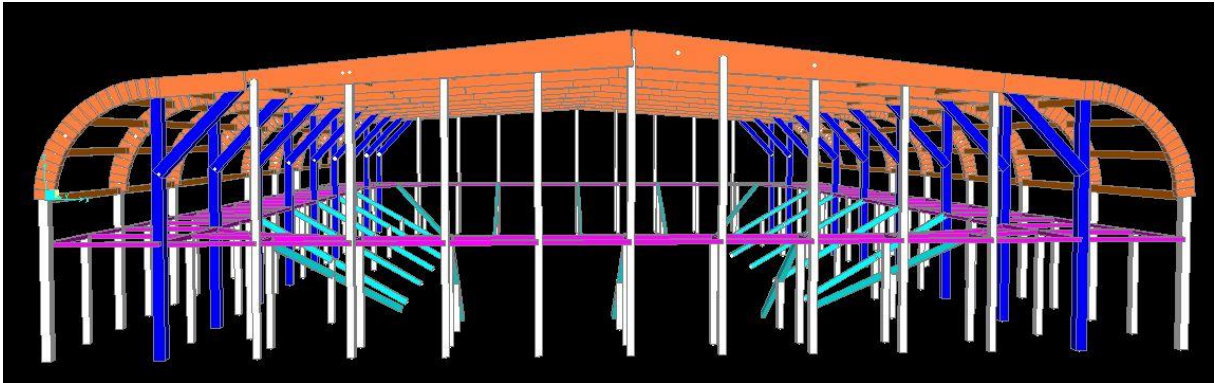


Figura 5. 33 – Conjunt estructural integrat en SAP2000.

Com bé s'ha dit, s'han considerat les càrregues de coberta provinents de les combinacions d'accions tant de la jàssera com de la biga corba. La figura 5.34 mostra aquestes accions aplicades sobre les jàsseres. Les jàsseres cantoneres tenen un intereix reduït a la meitat i, per tant, la seva càrrega també es redueix a la meitat proporcionalment.

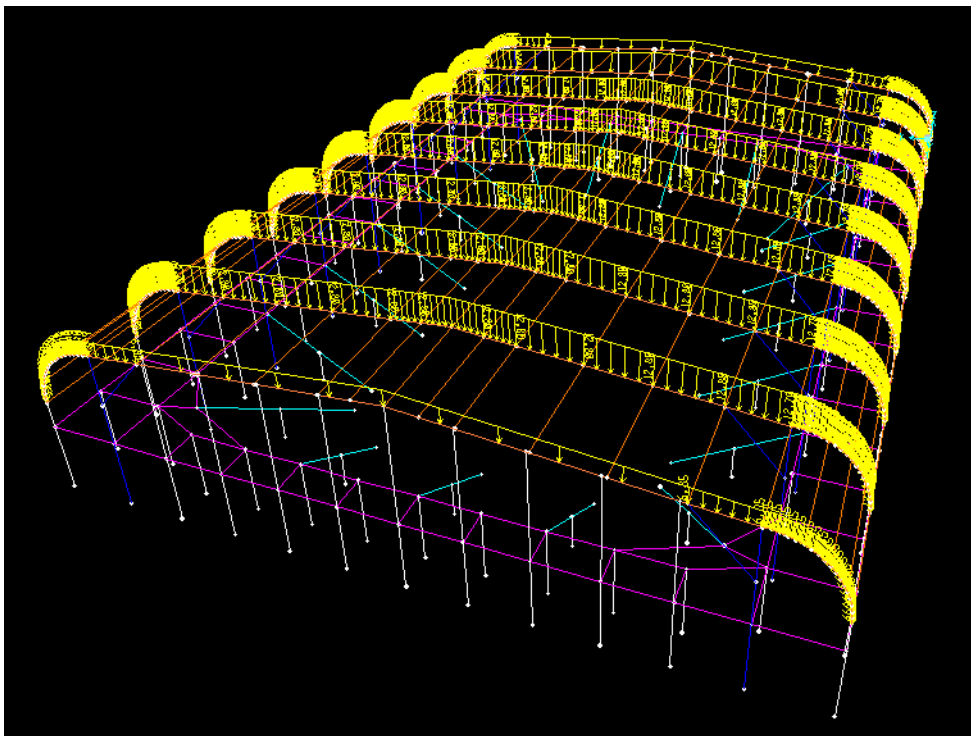


Figura 5. 34 – Càrregues de coberta provinents de les combinacions d'accions ELU en jàsseres i bigues corbes.

Els pesos propis dels elements ja estan integrats dins els càlculs del programa, mitjançant la secció dels elements i les seves densitats característiques.

Paral·lelament a les càrregues de coberta, s'hi afegixen les càrregues laterals de vent, la figura 5.35 mostra les càrregues de vent aplicades sobre els pilars de façana.

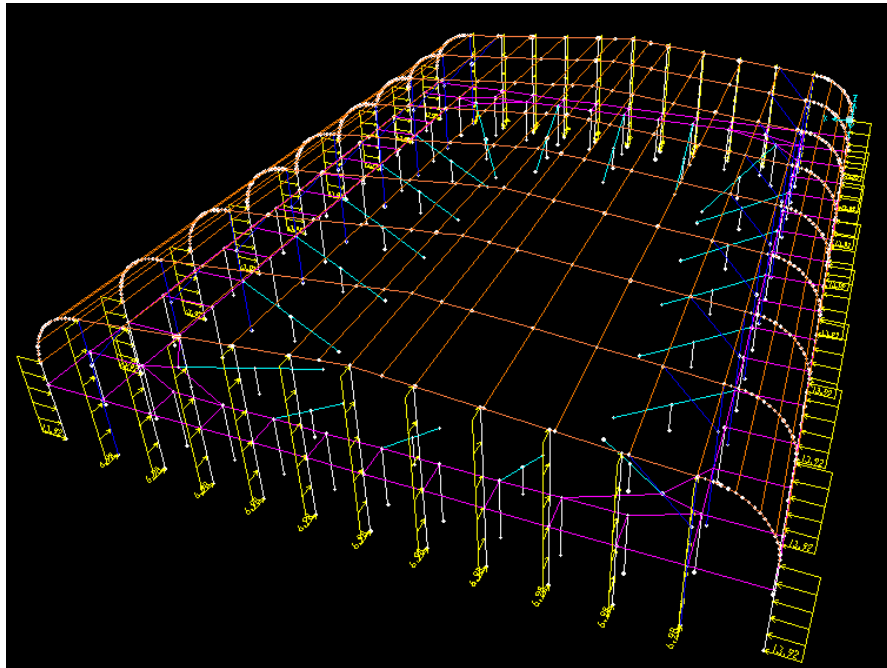


Figura 5. 35 – Càrregues de vent aplicades sobre els pilars de façana.

Finalment s'afegeixen les sobrecàrregues d'ús pròpies de les aglomeracions de les lloses i les grades. La figura 5.36 en mostra la seva aplicació al programa.

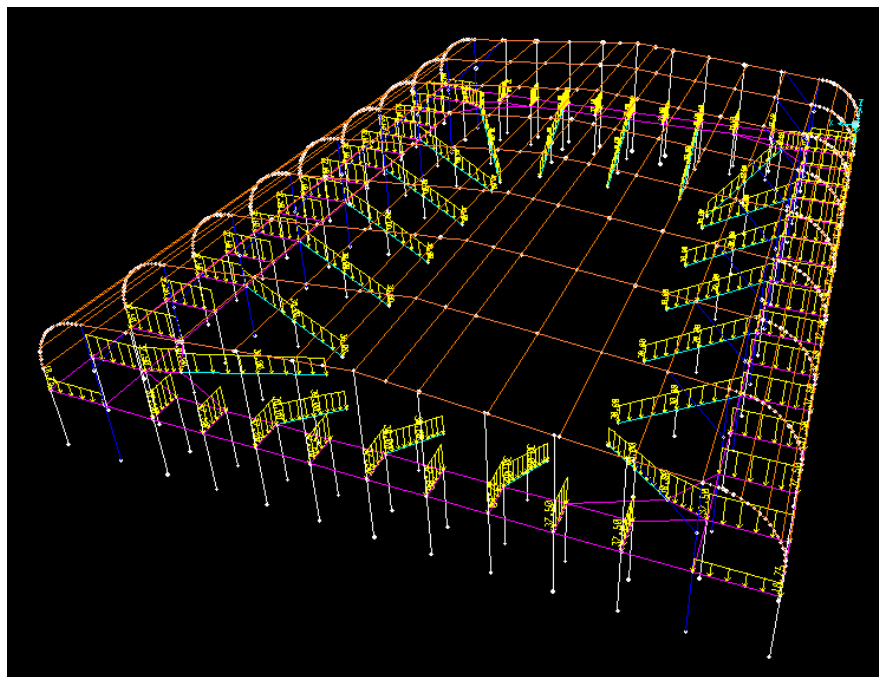


Figura 5. 36 – Sobrecàrregues d'ús d'aglomeracions sobre lloses i grades.

Els valors de càlcul de les càrregues es basen en les especificacions del capítol 2 i les combinacions d'accions del capítol 3. En els apartats següents es detallen les càrregues en cada cas.

Pilars interiors principals

Els primers pilars a estudiar són els pilars interiors principals. Aquests pilars seran posats en obra in situ i s'estudiarà la disposició del seu armat. El formigó emprat serà del tipus HA-35/F/12/IIb, amb armat d'acer B500S.

Igual que en la biga corba, els seus esforços es calcularan mitjançant el programa SAP2000, ja que treballa en conjunt amb les bigues corbes, les jàsseres, la llosa i les grades, i el càlcul és de gran complexitat.

La figura 5.37 mostra un alçat del pilar en el seu context de l'obra, i la figura 5.38 mostra les seccions i l'armat de cada tram en què s'ha dividit per al seu estudi. La seccions corresponen al tram inicial, central, final i mènsula corresponentment al número de secció.

La taula 5.55 recull les dades geomètriques de la secció i les propietats característiques del formigó.

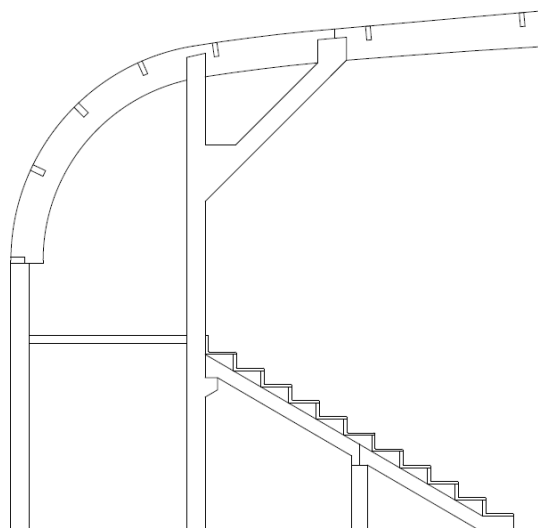


Figura 5. 37 – Alçat del pilar en l'obra.

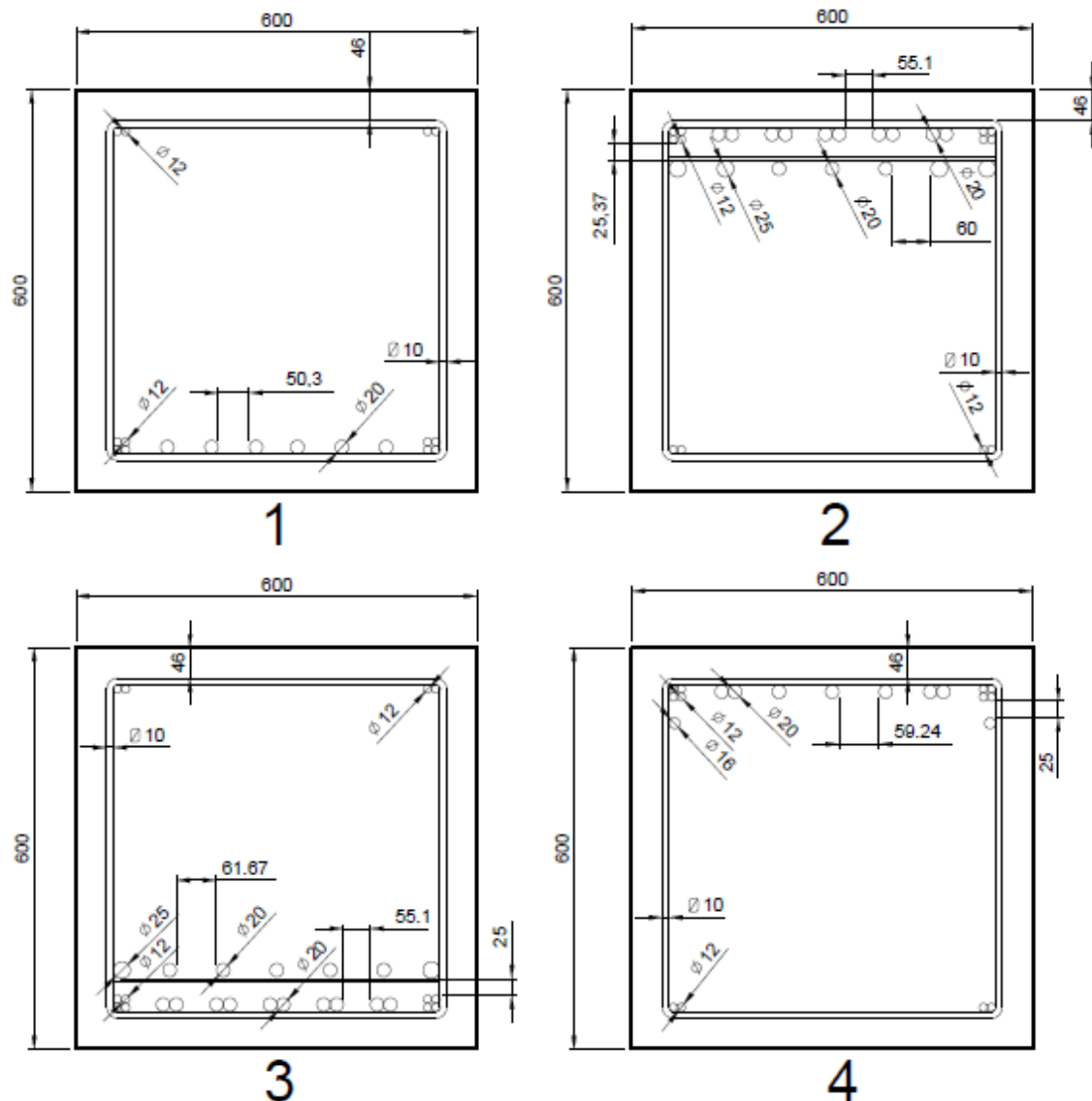


Figura 5. 38 – Seccions i armats del pilar per trams.

Dades geomètriques			
Cantell	600 mm	Inèrcia eix fort	$10,8 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$
Amplada	600 mm	Inèrcia eix dèbil	$10,8 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$
Alçada	14.7 m	Mòdul resistent z	$36 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Longitud braç	6.25 m	Mòdul resistent y	$36 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Inclinació braç	45	Volum	7.76 m^3
Propietats característiques			
$f_{c,k}$	35 N/mm^2	E_k	29778 N/mm^2
Consistència	Fluida	Densitat	25 kN/m^3
Grandària màxima àrid	12 mm	Pes propi	$4,34 \text{ kN/m}$
Designació d'ambient	I Ib	$f_{y,k}$	500 MPa

Taula 5. 55 – Dades geomètriques de la secció del pilar i propietats característiques del formigó

Seguint el procediment de càlcul del SAP2000 de la biga corba, és necessari afegir les sobrecàrregues d'ús a les grades i a la llosa, tal com el vent lateral que impacta sobre el pilar de façana.

Segons els valors de la taula 2.4 de sobrecàrregues d'ús, sobre les grades s'hi aplica una sobrecàrrega de 4 kN/m^2 i en les zones d'aglomeració pròpies d'espais esportius, com és el cas de les lloses, s'hi aplica una sobrecàrrega de 5 kN/m^2 .

La longitud de les grades és de 5 metres, i l'intereix entre pilars de les lloses és també de 5 metres. Aleshores, les sobrecàrregues d'ús passen a ser càrregues lineals de la següent manera:

$$Q_{s,g} = 1.5 \cdot 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,LL} = 1.5 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 37.5 \text{ kN/m}$$

La càrrega de vent lateral que impacta sobre el pilar de façana, segons la taula 2.3 és de 0.93 kN/m^2 que, per un intereix de 10 metres, el valor passa a ser el següent:

$$Q_{v,D} = 1.5 \cdot 0.93 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} = 13.92 \text{ kN/m}$$

Per a la comprovació en estat límit últim del pilar, es considerarà la combinació d'accions màxima en sentit desfavorable (de compressió) que impacta sobre la biga corba. Segons la taula 3.3 del capítol 3, la càrrega a pressió més desfavorable a la biga corba és de 1.27 kN/m^2 . Aplicant els coeficients correctors, la càrrega queda de la següent manera:

$$Q_{B,d} = \left(\frac{1.27}{1} \right) = 1.27 \text{ kN/mm}^2$$

En càrrega lineal:

$$Q_{B,d} = 1.27 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} = 12.7 \text{ kN/m}$$

Mantenint les càrregues utilitzades amb la biga corba, i afegint les tres anteriors, les càrregues del pòrtic queden de la següent manera:

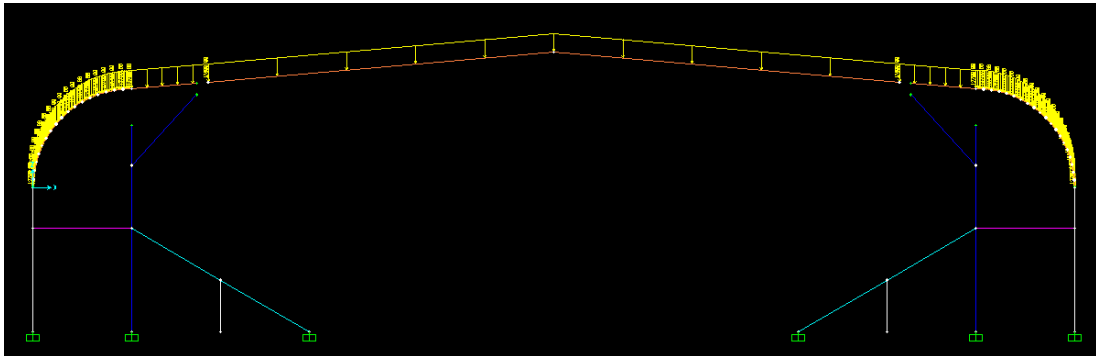


Figura 5. 39 – Combinació d'accions de pressió més desfavorable sobre jàssera i coberta. Inclou càrregues de vent, de neu, pes propi i sobrecàrregues d'ús,

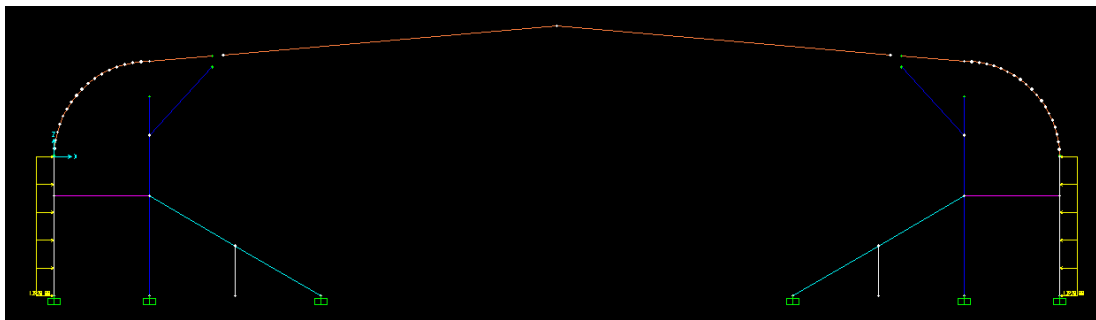


Figura 5. 40 - Càrregues de vent laterals pròpies de paràmetres verticals de zona D.

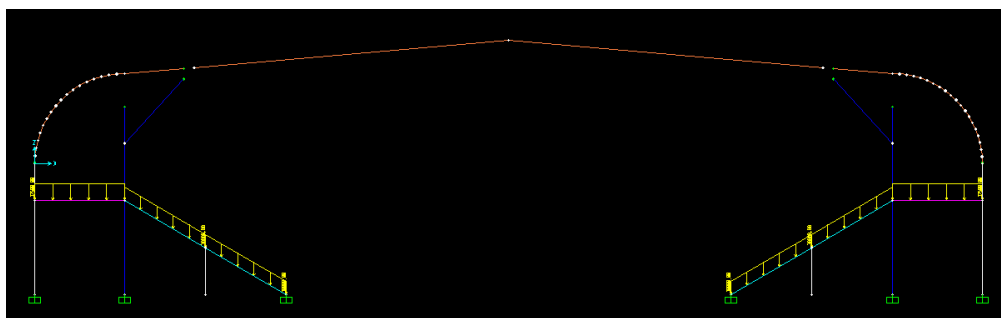


Figura 5. 41 – Sobrecàrregues d'ús sobre grades i lloses.

Amb el propi SAP2000 es calculen els esforços causats per les càrregues anteriors. Aquests esforços es mostren a les figures des de la 5.42 a la 5.48.

Primerament es fa un recull dels moments flectors i esforços tallants del pilar en qüestió. La figura 5.42 mostra els esforços en el punt d'unió amb el braç del pilar, a l'alçada de 10.3 metres. En aquest punt es troba el moment flector positiu i tallant negatiu màxims. La figura

5.43, en canvi, es troba al punt d'unió entre la grada, la llosa i el pilar, on el moment flector és el màxim negatiu. La figura 5.44 mostra el moment flector en el punt d'encastament del pilar amb el terra, on passa de negatiu a positiu. La figura 5.45 mostra el moment flector del tram final del pilar, just després de la unió amb el braç, a l'alçada de 10,1 metres.

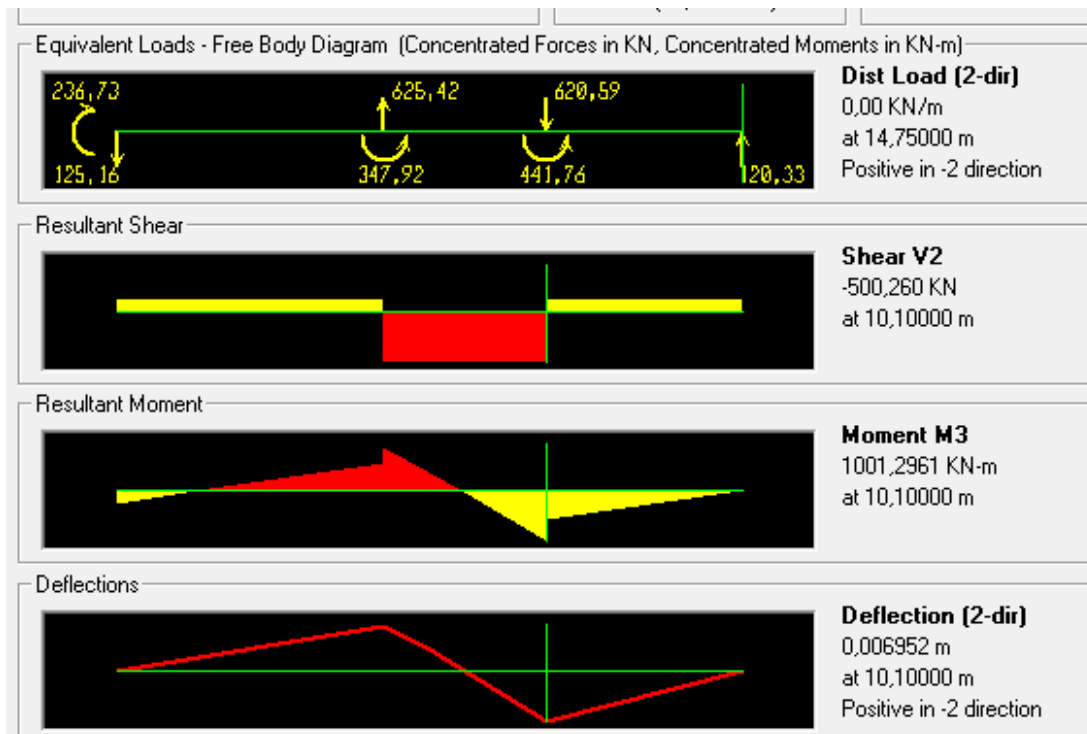


Figura 5. 42 – Esforços en el punt d'unió entre el pilar i el braç, a l'alçada de 10,1 metres.

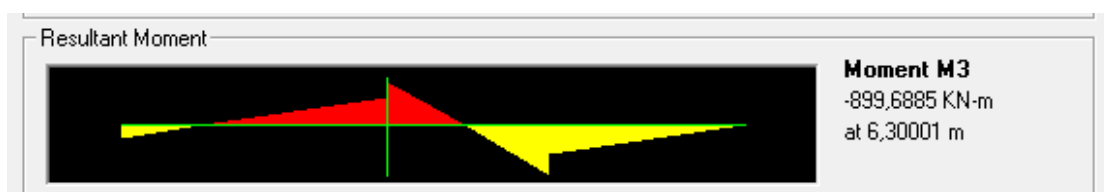


Figura 5. 43 – Moments flectors en el punt d'unió entre la grada, la llosa i el pilar. A l'alçada de 6,3 metres.

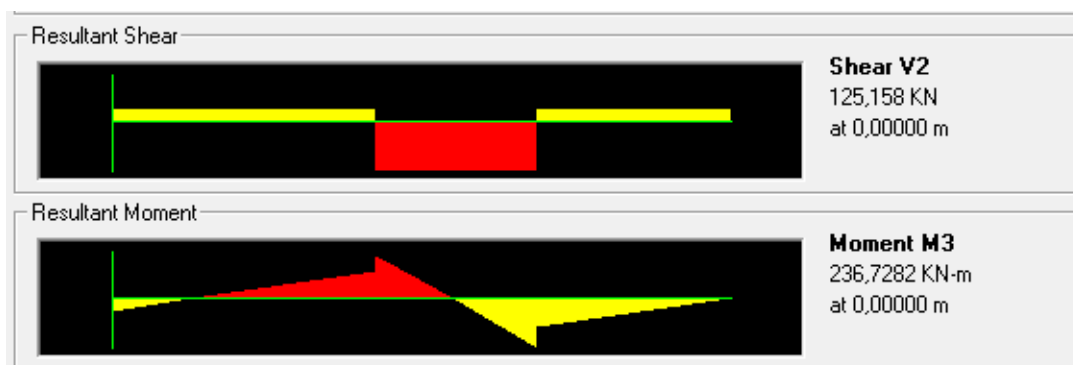


Figura 5. 44 – Moment flector en el punt d'encastament del pilar amb el terra.

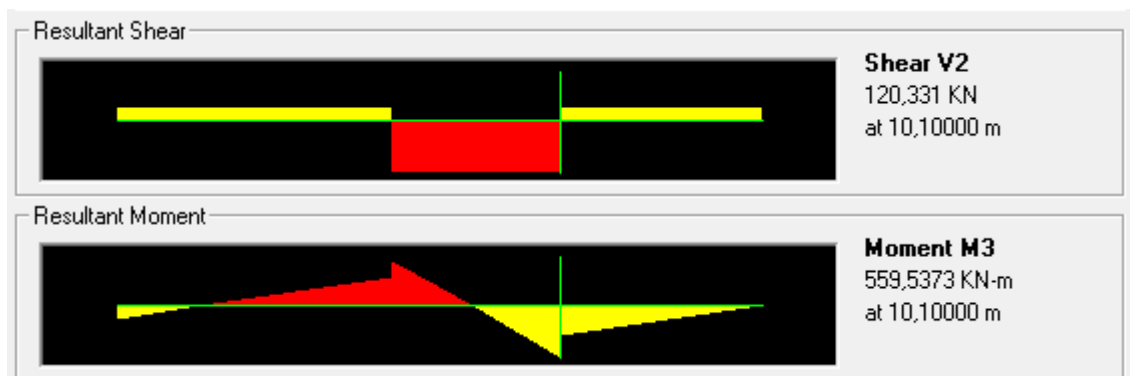


Figura 5. 45 – Moment flector del tram final del pilar, a l'alçada de 10,1 metres.

A continuació es mostren les forces axials a les què el pilar està sotmès. A la figura 5.46 es mostra l'axial màxim, quasi uniforme des de l'encastament amb el terra fins a l'alçada de 6.3 metres. A la figura 5.47, es mostra l'axial entre el punt d'unió de les grades, la llosa i el pilar, a l'alçada de 6.3 metres, fins a la unió amb el braç a l'alçada de 10.1 metres. La figura 5.48 mostra l'últim tram, que es troba a tracció.

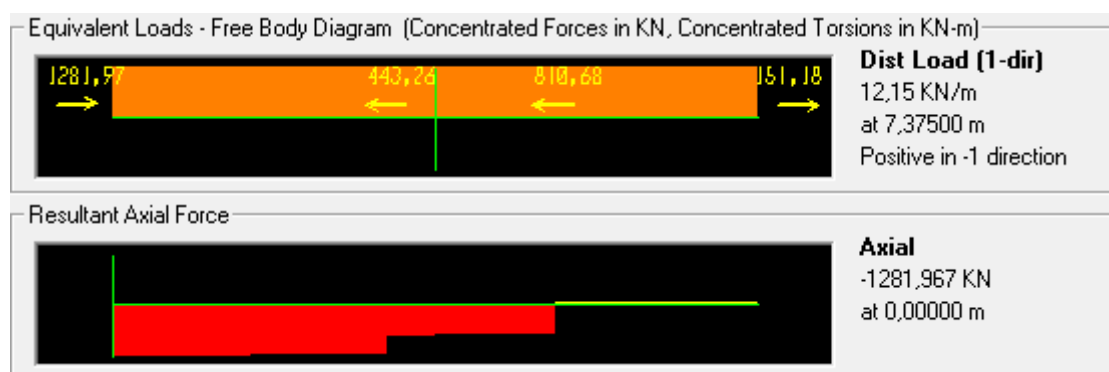


Figura 5. 46 – Força axial al punt d'encastament.

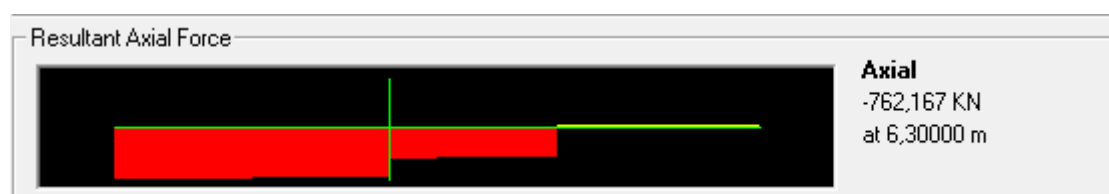


Figura 5. 47 – Força axial a l'alçada de 6,3 metres.

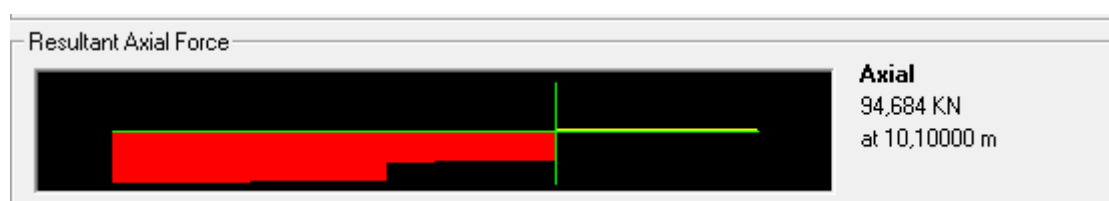


Figura 5. 48 – Força axial a l'alçada de 10,1 metres.

Finalment s'analitzen els esforços obtinguts al braç del pilar, mitjançant el SAP2000. La figura 5.49 mostra els moments flectors i tallants del braç. Donat que la unió entre la biga corba de fusta i el braç del pilar actuen com a una articulació, no hi ha moment flector en aquest punt. La figura 5.50 mostra la força axial a la què està sotmès el braç.

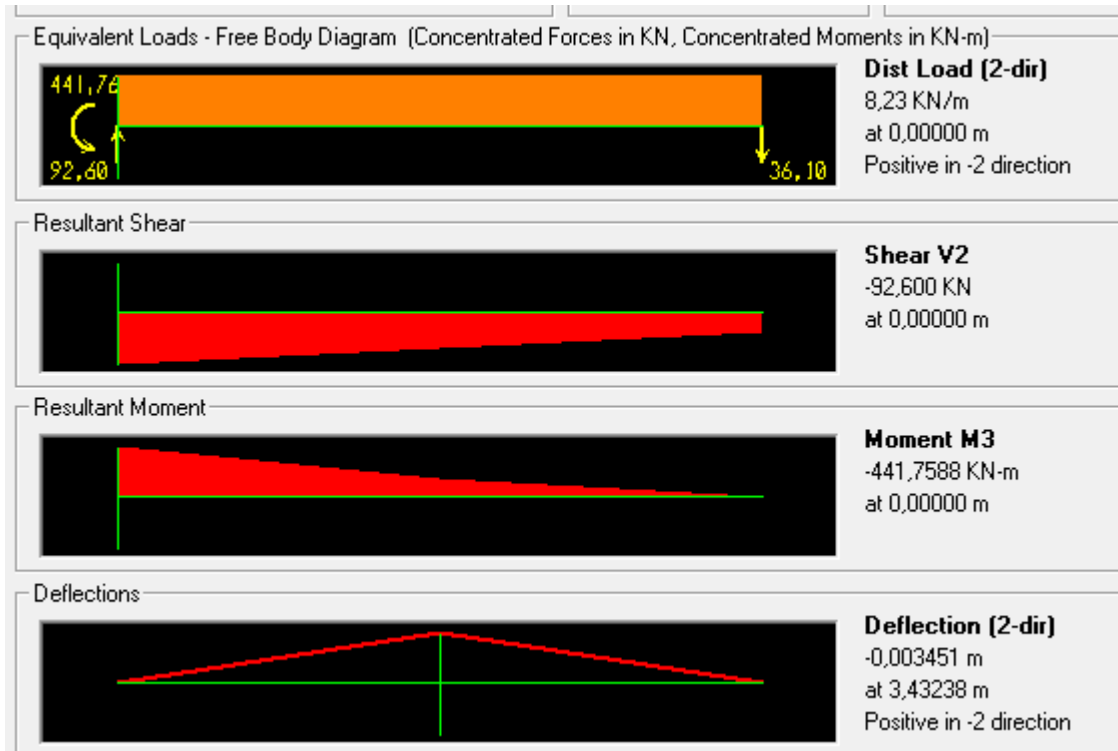


Figura 5. 49 – Moments flectors i tallants màxims del braç del pilar, al punt d'unió amb el pilar.

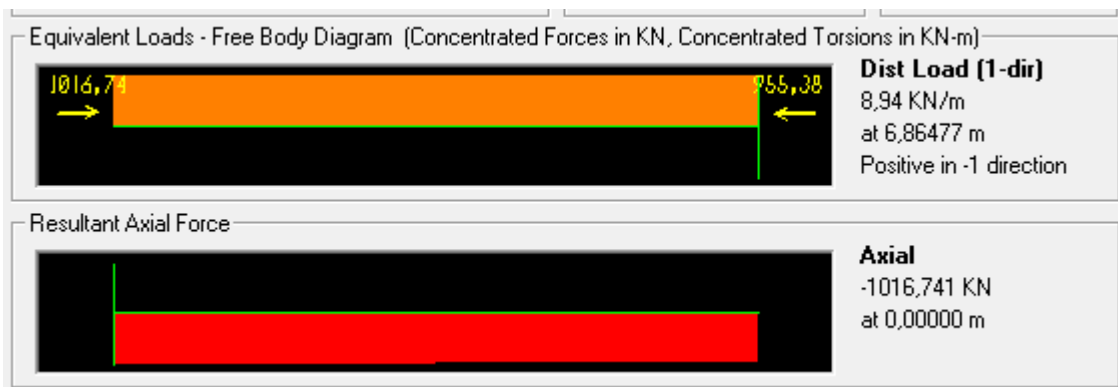


Figura 5. 50 – Força axial màxima del braç del pilar.

Un cop obtinguts els valors dels esforços màxims, es procedeix a la comprovació de la resistència del pilar, amb els procediments descrits al capítol 4.3.

Degut a què és pilar a flexo-compensió, es basa en el mètode de càlcul d'aproximació rectangular, utilitzant el diagrama d'interacció de flexo-compensió composta i el teorema d'Ehlers, detallats a l'apartat 4.

Segons l'apartat 4, el recobriment mínim per a bigues de formigó armat fabricades in situ és de 10mm, i tal com mostra la figura 4.17 del mateix apartat, el marge de recobriment per a ciments CEM I, és de 20mm. Seguint les especificacions del capítol 4, considerant uns estreps transversals de Ø10 i unes barres longitudinals de Ø12, es calcula el recobriment inicial:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 10 + 20 = 30 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{nom} + \emptyset_{estreps} + \frac{\emptyset_{barra}}{2} = 30 + 10 + 6 = 46 \text{ mm}$$

La quantia de l'armat es detalla novament al capítol 4. Seguint les equacions 4.48, 4.49 i 4.50 es calculen la quantia mínima geomètrica, la quantia mínima superior i la quantia mínima mecànica:

$$A_{s,g} = 0.004 \cdot A = 0.028 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s} = 0.3 \cdot A_{s,g} = 0.3 \cdot 1440 \text{ mm}^2 = 432 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,m} = 0.04 \cdot \frac{A \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \frac{600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}} = 772.8 \text{ mm}^2$$

La quantia mínima superior implica un valor fixe de barres al llarg de tota la biga. Aquestes barres tenen la següent dimensió:

$$A_{s,s} = 4\emptyset 12 = 452 \text{ mm}^2$$

Per a dimensionar l'armat, es divideix el pilar en tres trams: tram inicial, del punt de recolzament del pilar al punt on el moment flector passa a ser negatiu a l'alçada de 1.89 metres, tram central, des del tram inicial fins al punt on el moment és novament positiu a

l'alçada de 8.1 metres, i el tram final fins al punt d'unió amb la biga corba. La taula 5.56 mostra un glossari dels esforços de la secció per cada tram.

Esforços del pilar per trams				
	Punt inicial (m)	Punt final (m)	Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)
Tram inicial	0	1.89	236.73	- 1281.97
Tram central	1.89	8.1	- 899.7	- 1281.97
Tram final	8.1	14.7	1001.3	- 762.17

Taula 5. 56 – Esforços màxims del pilar per a cada tram.

Tram inicial:

Primerament es comprova el cantell útil mínim, provinent de l'equació 4.43 del capítol 4:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{236.73 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 239.28 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Les comprovacions dels esforços a flexo-compensió fan una equivalència del moment flector en una força axial de compressió amb una excentricitat. Aquesta excentricitat és el valor de la distància que implicaria aquest moment:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{236.73}{1281.97} = 0.185 \text{ m}$$

L'excentricitat rectificada és:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 185 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 439.66 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1281970 \text{ N} \cdot 439.66 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.13$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1281970 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.165$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que μ_{xd} (0.2952), trobem la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.13} = 0.1407$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.1407 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 2718.32 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 6\text{Ø}20 = 2789 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que aquestes s'agrupen en quatre barres de Ø12 a cada extrem i 6 barres de 2Ø distribuïdes al centre.

$$d = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 6 \cdot 20}{7} = 50.28 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

Tram central:

Novament es comprova el cantell útil mínim:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{899.7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 466.45 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{899.7}{1281.97} = 0.702 \text{ m}$$

Excentricitat rectificada:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 702 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 956.81 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1281970 \text{ N} \cdot 956.81 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.285$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1281970 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.165$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que $\mu_{x/d}$, trobem la quantia mecànica (ω) amb interpolació de la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.285} = 0.3468$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.3468 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 6701.142 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 10\text{Ø}20 + 3\text{Ø}20 + 4\text{Ø}25 = 6951 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem i cinc parelles de barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà dos barres separades de Ø25 als extrems i 3 barres de Ø20 repartides al centre.

$$d_1 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 5 \cdot 20\sqrt{2}}{6} = 55.1 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 3 \cdot 20 - 4 \cdot 25}{6} = 60 \text{ mm}$$

Tram final:

Novament es comprova la distància mínima d'armat:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{1001.3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 492.08 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{1001.3}{762.17} = 1.314 \text{ m}$$

Excentricitat rectificada:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 1314 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 1568.75 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{762170 \text{ N} \cdot 1568.75 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.278$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{762170 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.0983$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que $\mu_{x/d}$ (0.2952), trobem la quantia mecànica (ω) amb interpolació de la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.285} = 0.333$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.333 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 6433.95 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 10\text{Ø}20 + 5\text{Ø}20 + 2\text{Ø}25 = 6599 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem i

cinc parelles de barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà 8 barres de Ø20 repartides uniformement.

$$d_1 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 5 \cdot 20\sqrt{2}}{6} = 55.1 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 5 \cdot 20 - 2 \cdot 25}{6} = 61.67 \text{ mm}$$

Mènula:

El braç del pilar consta d'un sol tram, en què el moment és zero a la part superior i l'axial és constant al llarg del tram. La taula 5.57 mostra els valors dels esforços.

Esforços de la mènula	
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)
- 441.76	- 1016.74

Taula 5. 57 – Esforços màxims de la mènula.

Cantell útil mínim:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{441.76 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 326.85 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{441.76}{1016.74} = 0.434 \text{ m}$$

Excentricitat rectificada:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 434.5 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 689.5 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1016740 \text{ N} \cdot 689.5 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.163$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1016740 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.131$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que μ_{xd} (0.2952), trobem la quantia mecànica (ω) amb interpolació de la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.285} = 0.1798$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.1798 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 3474.89 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 7\text{Ø}20 + 2\text{Ø}16 = 3504 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem, dos parelles de barres de Ø20 i tres barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà una barra de Ø16 a cada banda.

$$d_1 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 2 \cdot 20\sqrt{2} - 3 \cdot 20}{6} = 59.24 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 16}{1} = 488 \text{ mm}$$

Per al dimensionament dels estreps, es farà una segona distribució dels trams del pilar, en funció de l'esforç tallant. El primer tram serà del punt d'encastament del pilar fins al punt d'unió amb les grades i la llosa a l'alçada de 6.3 metres, el tram central serà d'aquest últim punt al punt d'unió amb el braç del pilar a 10.1 metres, i el darrer tram arribarà fins a la unió amb la biga corba. També s'analitzarà com a quart tram el braç del pilar. La taula 4.58 mostra els esforços tallants de cada tram.

Esforços tallants del pilar per trams			
	Punt inicial (m)	Punt final (m)	Esforç tallant màxim (kN)
Tram inicial	0	6.3	125.16
Tram central	6.3	10.1	500.26
Tram final	10.1	14.7	120.33
Mènula	10.1	14.7	92.6

Taula 5. 58 – Esforços tallants del pilar.

Estudi del tram inicial:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, tal com es veu a la figura 5.28, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 125.16 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2718.32 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.0082$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0082 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 162.77 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 125.16 \text{ kN} - 162.77 \text{ kN} = -37.61 \text{ kN}$$

El valor negatiu indica que no és necessari col·locar armat transversal, que el formigó ja és capaç de suportar l'esforç tallant.

Tot i que, segons càlcul, no és necessari col·locar armat transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 250 mm.

Estudi del tram central:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, tal com es veu a la figura 5.28, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 500.26 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6701.14 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.02$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 219.88 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 500.26 \text{ kN} - 219.88 \text{ kN} = 280.37 \text{ kN}$$

Mitjançant l'equació 4.64 del capítol 4 i amb el valor de la contribució de l'armadura transversal, es troba el valor de la distància mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d = \frac{157 \text{ mm}^2}{280370 \text{ N}} \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 0.9 \cdot 554 \text{ mm} = 121.39 \text{ mm}$$

És necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$Si: 0.2 \cdot V_{u1} < V_{u2} \leq 0.67 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.60 \cdot 554 = 332.4 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 120 mm.

Estudi del tram final:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, tal com es veu a la figura 5.28, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 120.33 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6433.95 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.019$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.019 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 216.92 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 120.33 \text{ kN} - 216.92 \text{ kN} = -96.59 \text{ kN}$$

El valor negatiu indica que no és necessari col·locar armat transversal, que el formigó ja és capaç de suportar l'esforç tallant.

Tot i que, segons càlcul, no és necessari col·locar armat transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 250 mm.

Estudi de la mènula:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, tal com es veu a la figura 5.28, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 92.6 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3474.89 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.01$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.01 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 176.65 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 92.6 \text{ kN} - 176.65 \text{ kN} = -84.05 \text{ kN}$$

El valor negatiu indica que no és necessari col·locar armat transversal, que el formigó ja és capaç de suportar l'esforç tallant.

Tot i que, segons càlcul, no és necessari col·locar armat transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 250 mm.

Comprovació del vinclament:

Es farà un anàlisi del vinclament per al tram inferior del pilar, doncs és el més llarg. Els altres punts tenen un recolzament amb la biga corba que evita el vinclament.

Primerament es calcula l'esveltesa mecànica de l'element mitjançant les equacions 4.74, 4.75 i 4.76 del capítol 4.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1.08 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{36 \cdot 10^4 \text{ mm}^2}} = 173.21 \text{ mm}$$

$$l_0 = \alpha \cdot L = 0.5 \cdot 6.3 \text{ m} = 3.15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3150 \text{ mm}}{173.21 \text{ mm}} = 18.19$$

Donat que és un tram encastat per ambdós extrems, α té el valor de 0.5 tal com es troba en funció de la condició de recolzament del pilar mitjançant la figura 4.27 del capítol 4.

Un cop calculada l'esveltesa mecànica, es calcula l'esveltesa límit inferior per a comprovar l'estabilitat. Aquesta es calcula mitjançant l'equació 4.77 del capítol 4. La força axial reduïda ha estat calculada anteriorment en aquest capítol. El coeficient C és 0.24 per a cares simètriques al pla oposat a la flexió. L'excentricitat màxima ha estat calculada en les comprovacions de l'armat longitudinal, i l'excentricitat mínima tindrà el valor accidental, que és el mínim entre $h/20$ (30 mm) i 2 cm.

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{V} \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} = 35 \sqrt{\frac{0.24}{0.165} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{956.8}{600}} + 3.4 \left(\frac{20}{956.8} - 1 \right)^2 \right]} = 77.19$$

Donat que l'esveltesa mecànica és força menor al límit inferior, no és necessària la comprovació de vinclament.

Ancoratges:

L'ancoratge de l'armat del pilar interior dependrà dels mateixos trams en els què s'ha dividit per al dimensionament de l'armat longitudinal. Per a trobar les longituds d'ancoratge, es calcula primer la longitud bàsica d'ancoratge i després la longitud neta del principi i el final de cada tram.

L'armat superior serà constant al llarg del pilar. Es tracta de 4 barres de diàmetre 12 que començaran i acabaran en forma corbada als extrems del pilar.

Primerament es troba la longitud bàsica d'ancoratge, mitjançant l'equació 4.70 i la figura 4.23 del capítol 4. Per a un acer B500S i un formigó de $f_{c,d}$ de 35 MPa, m té un valor de 1.2.

$$l_{b,s} = m \cdot 12^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 12 = 172.8 < 250$$

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta amb l'equació 4.72 i la figura 4.25 del capítol 4. Per a barres rectes, β té el valor de 1, i per a barres corbades té el valor de 0.7.

$$l_{b,net,s} = 172.8 \text{ mm} \cdot 0.7 \cdot \frac{432}{452} = 115.61 \text{ mm}$$

Ara es realitzen els càlculs dels ancoratges de l'armadura longitudinal per a cada un dels tres trams.

Tram inicial:

Els diàmetres de són de 12 i de 20 mm.

Longitud bàsica d'ancoratge, mitjançant l'equació 4.70 i la figura 4.23 del capítol 4. Per a un acer B500S i un formigó de $f_{c,d}$ de 35 MPa, m té un valor de 1.2.

$$l_{b,I} = m \cdot 20^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 20 = 480 > 250$$

$$l_{b,II} = m \cdot 12^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 12 = 172.8 < 250$$

Es pren com a valor màxim el de 250mm.

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta amb l'equació 4.72 i la figura 4.25 del capítol 4. Per a barres rectes, β té el valor de 1, i per a barres corbades té el valor de 0.7.

Armat inferior, inici de forma corbada:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 0.7 \cdot \frac{2718}{2789} = 170.57 \text{ mm}$$

Armat inferior, final de forma recta:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{2718}{2789} = 243.66 \text{ mm}$$

Tram central:

Els diàmetres de són de 12, de 20 i de 25 mm.

Longitud bàsica d'ancoratge, mitjançant l'equació 4.70 i la figura 4.23 del capítol 4. Per a un acer B500S i un formigó de $f_{c,d}$ de 35 MPa, m té un valor de 1.2.

$$l_{b,I} = m \cdot 25^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 25 = 750 > 250$$

$$l_{b,I} = m \cdot 20^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 20 = 480 > 250$$

$$l_{b,II} = m \cdot 12^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 12 = 172.8 < 250$$

Es pren com a valor màxim el de 250mm.

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta amb l'equació 4.72 i la figura 4.25 del capítol 4. Per a barres rectes, β té el valor de 1, i per a barres corbades té el valor de 0.7.

Armat inferior, inici i final de recta:

$$l_{b,net\alpha,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{6701.14}{6951} = 241.01 \text{ mm}$$

Tram final:

Els diàmetres de són de 12, de 20 i de 25 mm.

Longitud bàsica d'ancoratge, mitjançant l'equació 4.70 i la figura 4.23 del capítol 4. Per a un acer B500S i un formigó de $f_{c,d}$ de 35 MPa, m té un valor de 1.2.

$$l_{b,I} = m \cdot 25^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 25 = 750 > 250$$

$$l_{b,I} = m \cdot 20^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 20 = 480 > 250$$

$$l_{b,II} = m \cdot 12^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 12 = 172.8 < 250$$

Es pren com a valor màxim el de 250mm.

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta amb l'equació 4.72 i la figura 4.25 del capítol 4. Per a barres rectes, β té el valor de 1, i per a barres corbades té el valor de 0.7.

Armat inferior, inici de forma recta:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{6433.95}{6599} = 243.75 \text{ mm}$$

Armat inferior, final de forma corbada:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 0.7 \cdot \frac{6433.95}{6599} = 170.62 \text{ mm}$$

Mènula:

Els diàmetres de són de 12 i de 20.

Longitud bàsica d'ancoratge, mitjançant l'equació 4.70 i la figura 4.23 del capítol 4. Per a un acer B500S i un formigó de $f_{c,d}$ de 35 MPa, m té un valor de 1.2.

$$l_{b,I} = m \cdot 20^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 20 = 480 > 250$$

$$l_{b,II} = m \cdot 12^2 < \frac{f_{yk}}{20} \cdot 12 = 172.8 < 250$$

Es pren com a valor màxim el de 250mm.

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta amb l'equació 4.72 i la figura 4.25 del capítol 4. Per a barres rectes, β té el valor de 1, i per a barres corbades té el valor de 0.7.

Armat inferior, inici de forma recta:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{3474.9}{3504} = 247.9 \text{ mm}$$

Armat inferior, final de forma corbada:

$$l_{b,net,I,i} = 250 \text{ mm} \cdot 0.7 \cdot \frac{3474.9}{3504} = 173.55 \text{ mm}$$

La següent taula 5.59 mostra les dimensions i les longituds d'ancoratge de tots els trams.

Dimensions d'armat de pilar interior principal					
	Armat superior	Tram inicial	Tram central	Tram final	Mènula
Armat fila 1 (mm ²)	2x2Ø12	2x4Ø12 + 6x1Ø20	2x4Ø12 + 5x2Ø20	2x4Ø12 + 5x2Ø20	2x4Ø12 + 2x2Ø20 + 3x1Ø20
Distància d (mm)	-	50.29	55.1	55.1	59.24
Armat fila 2 (mm ²)	-	-	3x1Ø20 + 4x1Ø25	5x1Ø20 + 2x1Ø25	2x1Ø16
Distància d (mm)	-	-	60	61.67	-
Ancoratge 1 (mm)	115.61	170.57	242.37	245.19	247.9
Ancoratge 2 (mm)	115.61	243.66	242.37	171.64	173.55

Taula 5. 59 – Glossari de les dimensions de l'armat del pilar interior principal.

Pilars de façana

Els pilars de façana es situen a l'exterior del pavelló, vorejant el perímetre. Són elements de formigó armat prefabricat, basats en el comercial PLANAS. Aquests es divideixen, en funció de la càrrega a suportar, en pilars de banda lateral llargs, pilars de banda curts, pilars de banda frontal i pilars de cantonada.

Pilars de banda lateral llargs.

Els pilars de banda lateral llargs estan en contacte amb la biga corba. Suporten les càrregues de la coberta, els vents laterals i les càrregues de la llosa. El seu dimensionament es basa en els catàlegs de PLANAS segons combinacions d'estat límit últim. La càrrega de la coberta provoca un esforç normal de compressió en el pilar. La càrrega de la llosa, a més de l'esforç de compressió, provoca un moment flector per l'excentricitat de la mènsula. El vent lateral, el qual es calcula com a càrrega trapezoïdal, també causa un moment flector.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 tal com s'ha calculat en el cas de pilars interiors principals. Les càrregues es mostren a les figures 5.39, 5.40 i 5.41 del càlcul del pilar anterior. Els esforços resultants del pilar són:

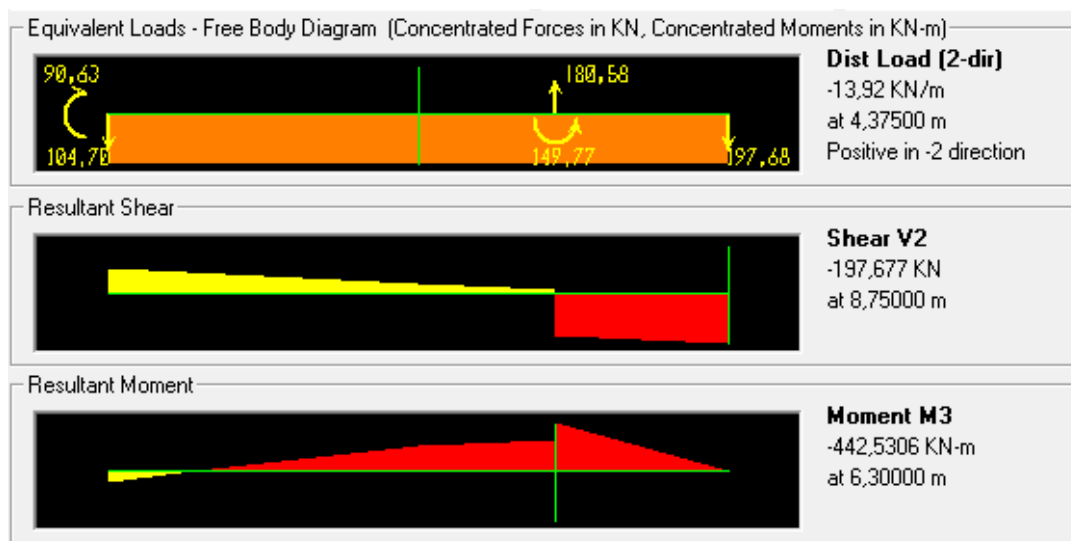


Figura 5. 51 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

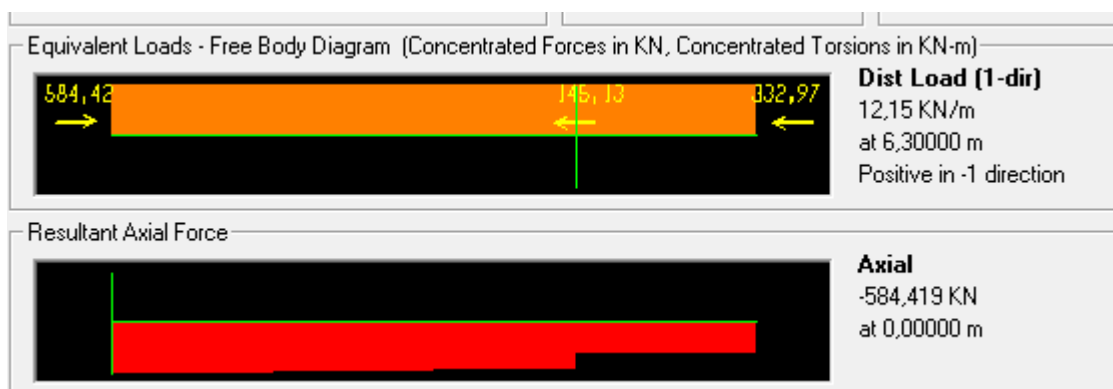


Figura 5. 52– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.60 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
- 442.53	- 584.42	-197.68

Taula 5. 60 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s’escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.53 mostra les característiques del pilar.

materials:	formigó acer	fck = 45 N/mm2 B 500 S	gc= 1,50 gs= 1,15
elements prefabricats. Formigonatge horitzontal i control normal.			
Secció formigó bo=50 ho=50 cm			
armadures:	nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat		
recobriments geomètric:	ro = 30 mm		
rmin (cm) =	4,72	4,85	5,11 5,51 6,02
nivell	1	1 4	1 8 1 8 1 8
ø 1 ø 2	2 3	2 0 2 0 2 0 2 0	
		1 4 1 6 1 8 1 8 1 8	
nº total		4 8 4 12 4 16 4 16 4 16	
ø barres		16 16 16 16 16 16 16 20 16 25	
compr Nd (kN)	6277,80	6571,50	6865,20 7526,10 8558,80
simple Md (mkN)	187,00	197,30	204,00 212,80 228,00
Nd (kN)	Md (en mkN) segons armat		
480,00	278,20	344,90	408,80 550,40 763,60
500,00	282,60	349,30	413,30 554,80 768,00
540,00	291,50	358,20	422,10 563,70 776,80
580,00	300,40	367,10	431,00 572,50 785,60
620,00	309,40	376,00	439,90 581,30 794,30
660,00	318,30	384,90	448,80 590,20 803,10

n1

n2

n3

n1

n2

n3

1 Ø16 8 Ø20 4 Ø16 16 Ø20

2 Ø16 0

1 Ø16 8 Ø20

4 Ø16 + 16 Ø20

e Ø 6 c/20

p5050_40

Figura 5. 53 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

224

Pilars de banda lateral curts.

Els pilars de banda lateral curts, a diferència dels llargs, no estan en contacte amb la biga corba sinó amb la llosa. Suporten dels vents laterals, les càrregues dels panells de tancament i les càrregues de la llosa. El seu dimensionament es basa en els catàlegs de PLANAS segons combinacions d'estat límit últim. La càrrega de la llosa, a més de l'esforç de compressió, provoca un moment flector per l'excentricitat de la mènsula. El vent lateral, el qual es calcula com a càrrega trapezoïdal, també causa un moment flector.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló. Els esforços resultants del pilar són:

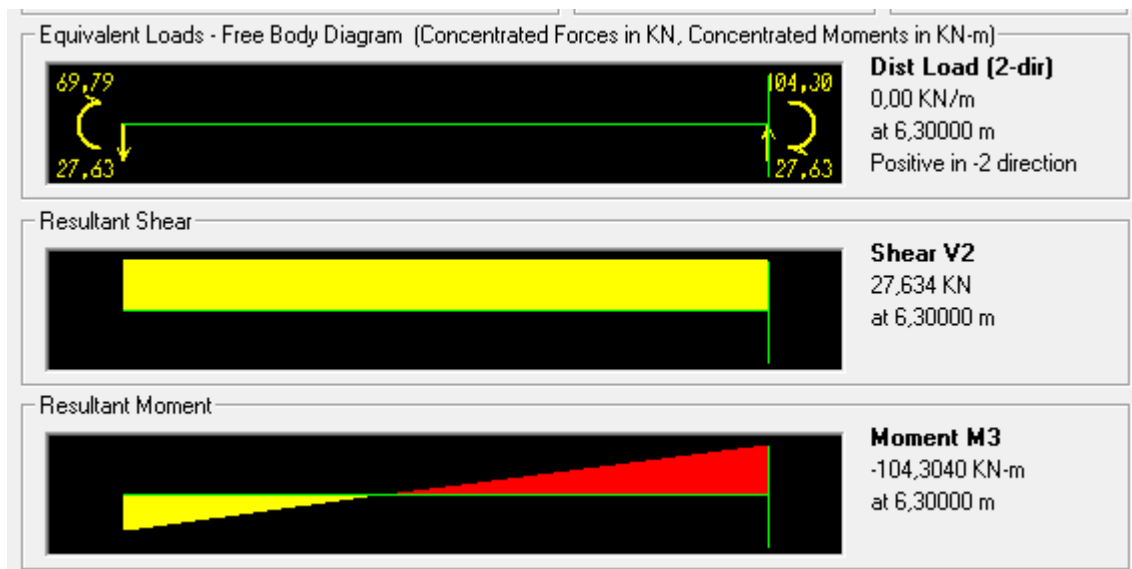


Figura 5. 54 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

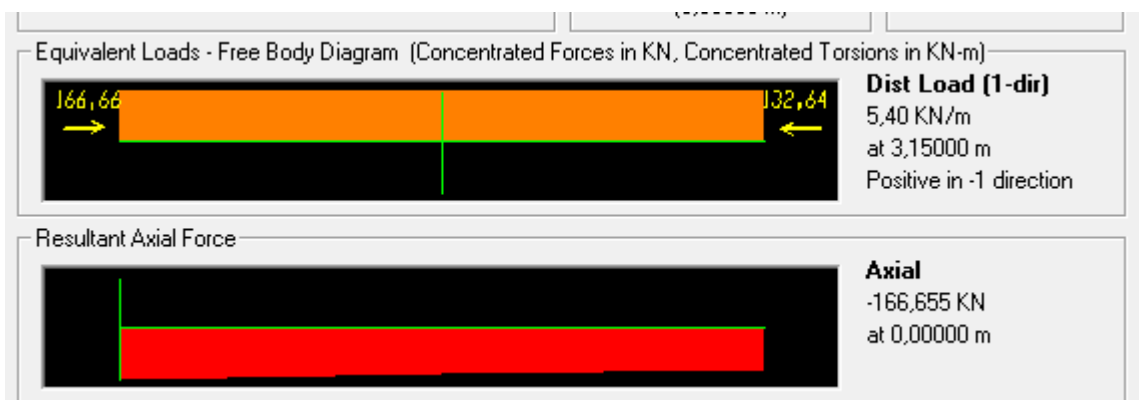


Figura 5. 55– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.61 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
- 104.3	- 166.66	-27.63

Taula 5. 61 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.56 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó b _o =40 h _o =40 cm												
armadures:			nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat									
recobriments geomètric:			r _o = 30 mm									
r _{min} (cm) =			4,80		4,93		5,20		5,60		6,10	
nivell	1		0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
	2		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ø 1	ø 2	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total			0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres			16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr	Nd (kN)		4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple	Md (mknN)		94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)			Md (en mknN) segons armat									
120,00			124,10		174,00		221,20		325,10		479,40	
140,00			127,60		177,60		224,80		328,60		482,90	
160,00			131,20		181,10		228,30		332,20		486,40	
180,00			134,70		184,70		231,80		335,70		489,90	
200,00			138,30		188,20		235,40		339,20		493,40	
220,00			141,90		191,80		238,90		342,70		496,90	

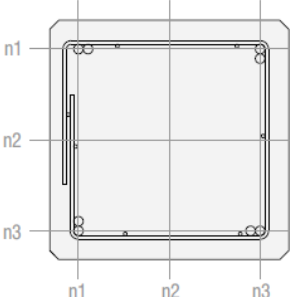
Estandardització d'armadures de pilars									
Secció formigó b _o =40 h _o =40 cm									
esquema	armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estres	referència		
	Ø1*	Ø2**							
	0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10		
	0	0							
	0	4 Ø16							

Figura 5. 56 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars de banda frontal.

Els pilars de banda frontal es situen a la façana curta paral·lela a les jàsseres. A diferència dels pilars laterals, no suporten les bigues corbes, però sí les jàsseres. Suporten bàsicament els vents frontals, els pesos propis dels panells de tancament i de les jàsseres i les càrregues de la llosa. El seu intereix és de 10 metres, així que la càrrega de les jàsseres és petita. El seu dimensionament es basa en els catàlegs de PLANAS segons combinacions d'estat límit últim. La càrrega de la llosa, a més de l'esforç de compressió, provoca un moment flector per l'excentricitat de la mènsula. El vent lateral, el qual es calcula com a càrrega trapezoïdal, també causa un moment flector.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló. En la façana frontal, els moments flectors a estudiar són de l'eix Y, i els tallants de l'eix Z, els tallants en eix Y són quasi insignificants. Els esforços resultants del pilar són:

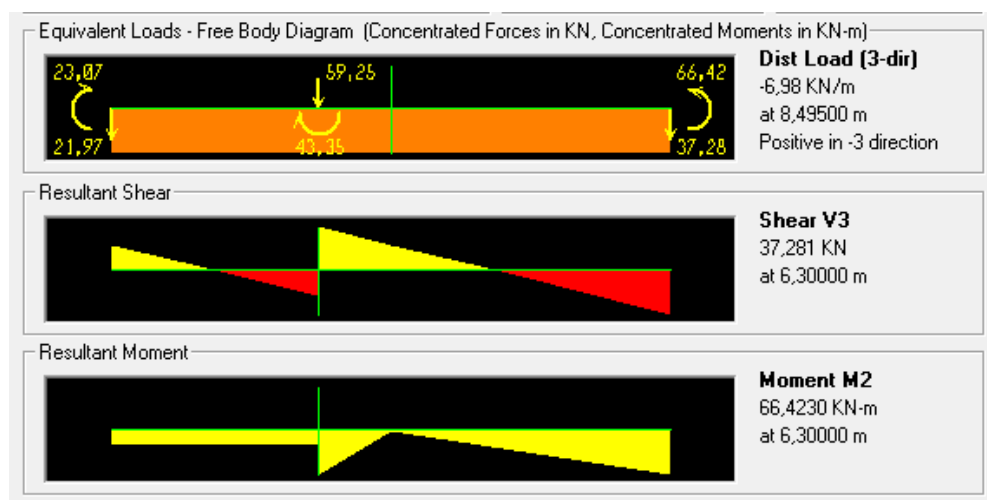


Figura 5. 57 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

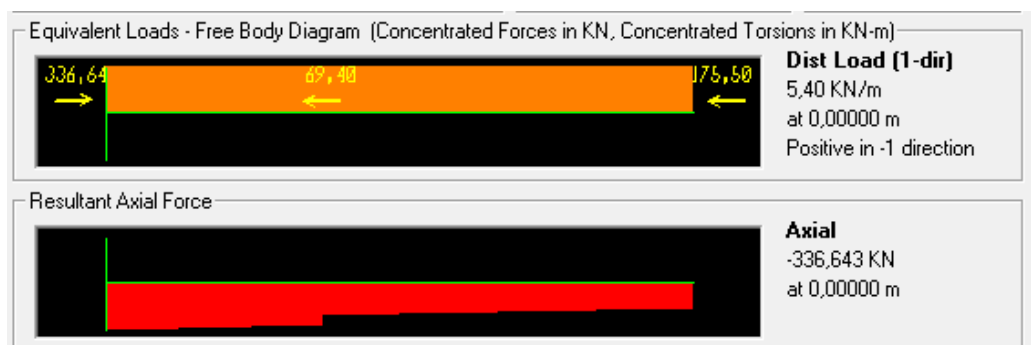


Figura 5. 58– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.62 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
66.42	336.64	37.28

Taula 5. 62 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.59 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó		bo=40		ho=40 cm								
armadures:		nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat										
recobriments geomètric:		ro = 30 mm										
rmin (cm) =		4,80		4,93		5,20		5,60		6,10		
nivell		1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø 1		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø 2		3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total			0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres			16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr Nd (kN)			4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple Md (mkN)			94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)			Md (en mkN) segons armat									
240,00			145,40		195,30		242,50		346,20		500,40	
260,00			149,00		198,90		246,00		349,80		503,80	
280,00			152,50		202,40		249,50		353,30		507,30	
300,00			156,10		206,00		253,10		356,80		510,80	
320,00			159,70		209,50		256,60		360,30		514,30	
340,00			163,20		213,10		260,20		363,80		517,80	

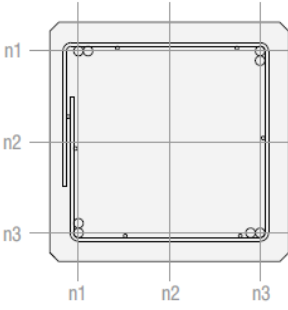
Estandardització d'armadures de pilars									
Secció formigó		bo=40		ho=40 cm					
esquema		armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estres	referència	
		Ø1*	Ø2**						
	n1	0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10	
	n2	0	0						
	n3	0	4 Ø16						

Figura 5. 59 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars de cantonada.

Els pilars de cantonada tenen intereixos reduïts a la meitat en cada un dels seus eixos de càrrega. Igual que els pilars de façana lateral, suporten els pesos de les bigues corbes i les biguetes. Suporten vents frontals tant en façana lateral com en façana frontal, els pesos propis dels panells de tancament i de la biga corba, i les càrregues de la llosa.. El seu dimensionament es basa en els catàlegs de PLANAS segons combinacions d'estat límit últim. La càrrega de la llosa, a més de l'esforç de compressió, provoca un moment flector per l'excentricitat de la mènsula. El vent lateral, el qual es calcula com a càrrega trapezoidal, també causa un moment flector.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló. En la façana frontal, els moments flectors a estudiar són de l'eix Y i els tallants de l'eix Z. En la façana lateral, en canvi, els moments flectors són d'eix Z i els tallants d'eix Y. Els esforços resultants del pilar són:

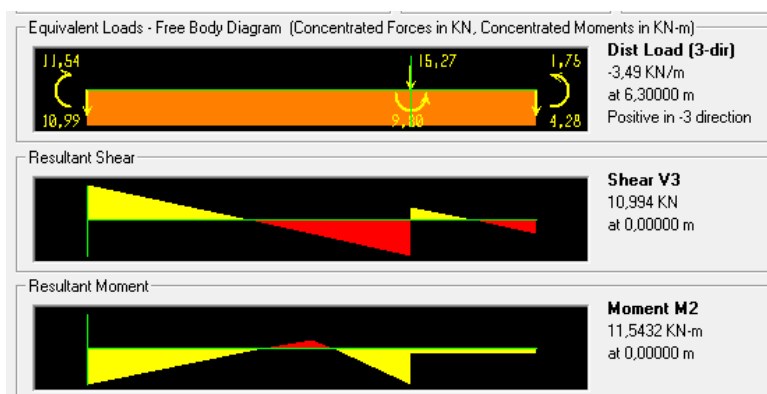


Figura 5. 60 – Esforços tallants Z i moments flectors Y màxims del pilar.

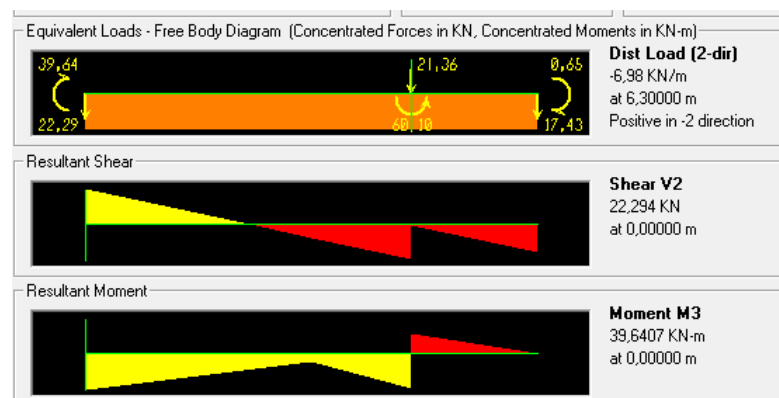


Figura 5. 61 – Esforços tallants Y i moments flectors Z màxims del pilar.

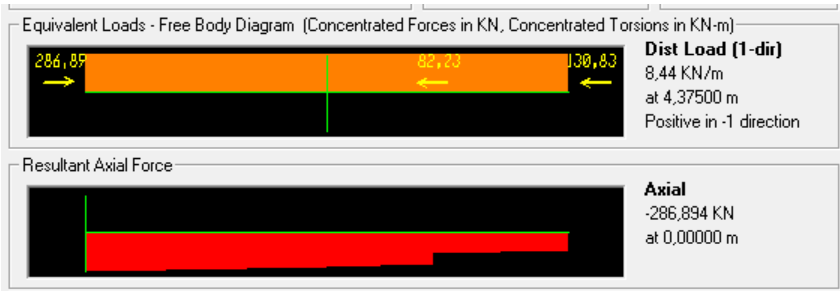


Figura 5. 62– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.63 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de cantonada				
Moment flector màxim Z (kNm)	Moment flector màxim Y (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim Y (kN)	Esforç tallant màxim Z (kN)
39.64	11.54	286.89	22.29	11

Taula 5. 63 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.63 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó		bo=40	bo=40 cm										
armadures:			nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat										
recobriments geomètrics:			r ₀ = 30 mm										
r _{min} (cm) =			4,80		4,93		5,20		5,60		6,10		
nivell			1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø1			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø2			3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
n° total				0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres				16	16	16	16	16	16	20	16	16	25
compr			Nd (kN)	4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple			Nd (mkn)	94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)			Md (en mkn) segons armat										
			240,00	145,40	195,30	242,50	346,20	500,40					
			260,00	149,00	198,90	246,00	349,80	503,80					
			280,00	152,50	202,40	249,50	353,30	507,30					
			300,00	156,10	206,00	253,10	356,80	510,80					
			320,00	159,70	209,50	256,60	360,30	514,30					
			340,00	163,20	213,10	260,20	363,80	517,80					

Estandardització d'armadures de pilars

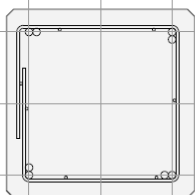
Secció formigó		bo=40	ho=40 cm					
esquema		armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estreps	referència
		Ø1*	Ø2**					
n1		0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10
n2		0	0					
n3		0	4 Ø16					
	n1 n2 n3							

Figura 5. 63 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars de grada

Les grades estan recolzades sobre unes jàsseres i, aquestes, sobre pilars dos dels quals ja han estat dimensionats en l'apartat de pilars interiors principals. La grada està dividida en dos trams, el primer tram té un punt de recolzament en el paviment mentre que el segon tram es recolza en un pilar d'alçada 2,11 metres. El segon tram segueix la trajectòria i es sosté sobre el pilar interior principal i el pilar anteriorment esmentat.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló

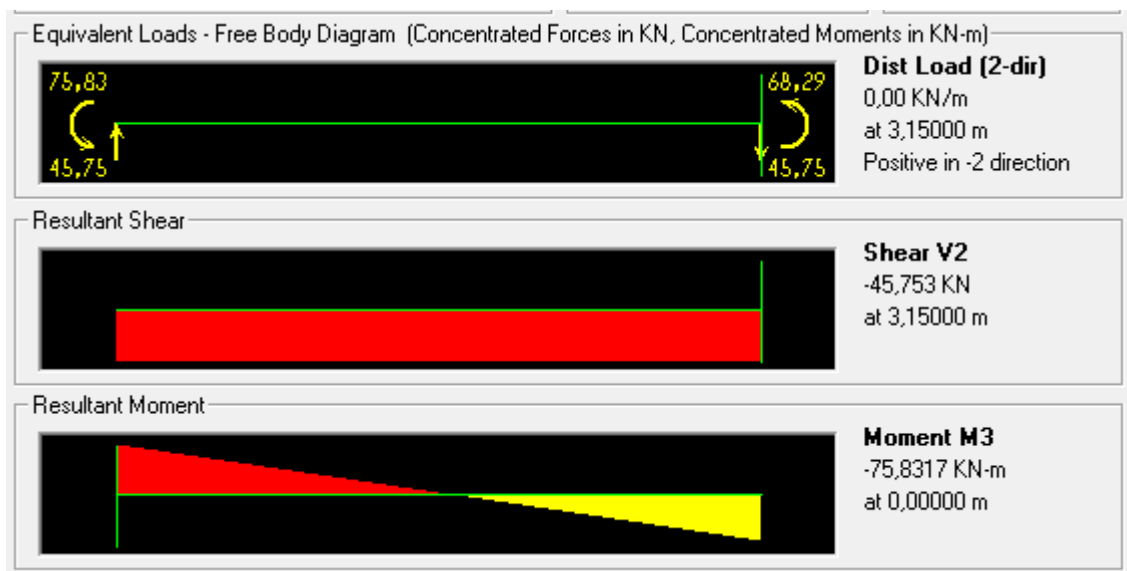


Figura 5. 64 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

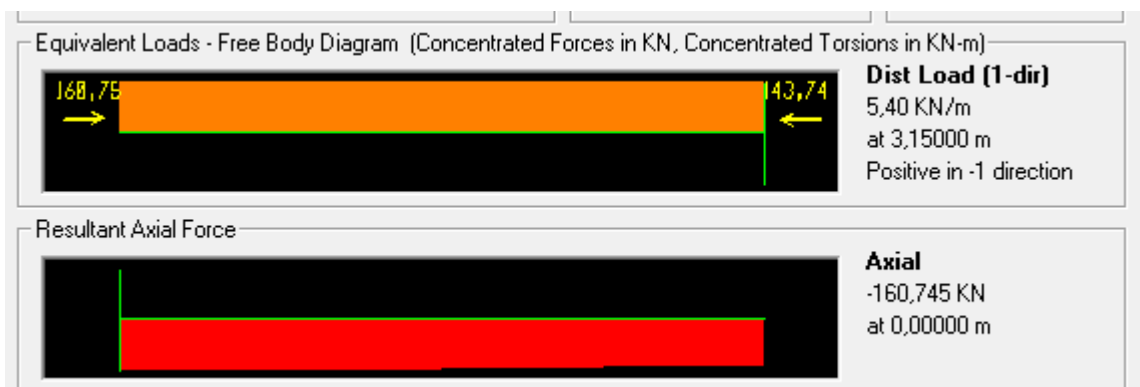


Figura 5. 65 – Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.64 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
75.83	160.75	45.75

Taula 5. 64 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.66 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó		bo=40	ho=40 cm								
armadures:		nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat									
recobriments geomètric:		ro = 30 mm									
rmin (cm) =		4,80		4,93		5,20		5,60		6,10	
nivell	1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø 1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø 2	3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total		0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres		16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr	Nd (kN)	4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple	Md (mkN)	94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)		Md (en mkN) segons armat									
120,00		124,10		174,00		221,20		325,10		479,40	
140,00		127,60		177,60		224,80		328,60		482,90	
160,00		131,20		181,10		228,30		332,20		486,40	
180,00		134,70		184,70		231,80		335,70		489,90	
200,00		138,30		188,20		235,40		339,20		493,40	
220,00		141,90		191,80		238,90		342,70		496,90	

Estandardització d'armadures de pilars

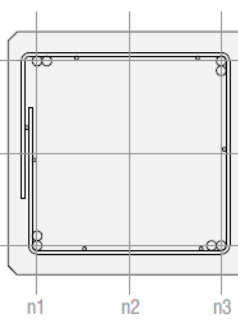
Secció formigó		bo=40		ho=40 cm				
esquema		armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estreps	referència
		Ø1*	Ø2**					
	n1	0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10
	n2	0	0					
	n3	0	4 Ø16					

Figura 5. 66 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars interiors de llosa

Donat que l'intereix entre pilars no coincideix amb el de les grades, es requereix un pilar intermedi entre pilars interiors principals que puguin sostenir la grada en una distància de 5 metres. Aquests pilars, doncs, han d'aguantar les càrregues de la llosa i les grades en una alçada de 6,3 metres i un intereix de 5.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló

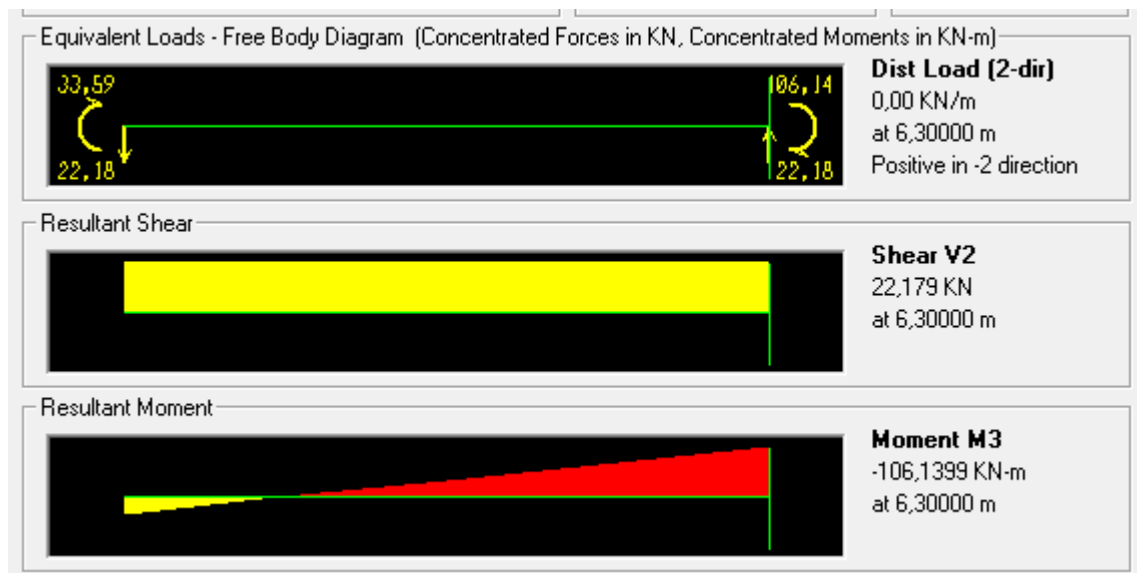


Figura 5. 67 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

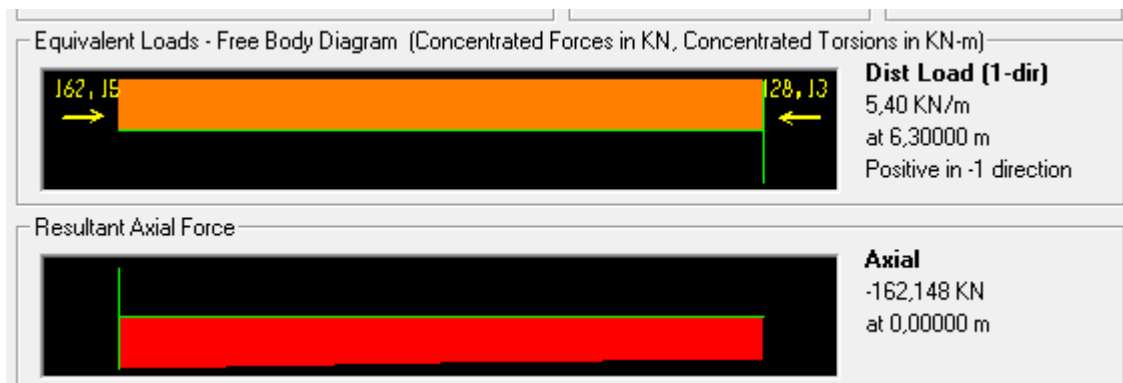


Figura 5. 68 – Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.65 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
-106.14	162.15	22.18

Taula 5. 65 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.69 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó		bo=40		ho=40 cm								
armadures:		nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat										
recobriments geomètric:		ro = 30 mm										
rmin (cm) =		4,80		4,93		5,20		5,60		6,10		
nivell		1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø 1		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø 2		3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total			0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres			16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr Nd (kN)			4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple Md (mkN)			94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)		Md (en mkN) segons armat										
120,00		124,10		174,00		221,20		325,10		479,40		
140,00		127,60		177,60		224,80		328,60		482,90		
160,00		131,20		181,10		228,30		332,20		486,40		
180,00		134,70		184,70		231,80		335,70		489,90		
200,00		138,30		188,20		235,40		339,20		493,40		
220,00		141,90		191,80		238,90		342,70		496,90		

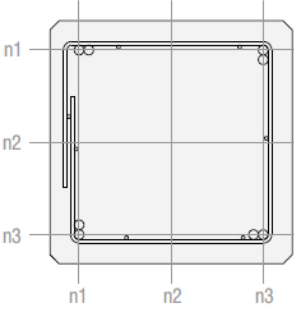
Estandardització d'armadures de pilars							
Secció formigó		bo=40	ho=40 cm				
esquema	armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estreps	referència
	Ø1*	Ø2**					
	0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10
	0	0					
	0	4 Ø16					

Figura 5. 69 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars d'altell

L'altell estarà suspès sobre quatre tipus de pilars, ja esmentats anteriorment, però caldrà sumar-hi el pes i càrregues de l'altell.

Els pilars es veuen afectats per un increment de càrregues pròpies del forjat, els valors dels quals estan recollits a la taula 5.10 de l'apartat altell, a continuació es veuen novament:

Càrregues del forjat			
Sobrecàrrega ús	2 kN/m ²	Pes envans	0.5 kN/m ²
Pes paviment	0.8 kN/m ²	Pes propi plaques	3.63 kN/m ²

Taula 5. 11 – Recuperació de la taula 5.10

Cal afegir el pes de les jàsseres de forjat el qual es multiplica la secció per la densitat del formigó:

$$P_{j,f,k} = 0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 24 \text{ kN}$$

La càrrega d'estat límit últim aplica els coeficients de majoració i de simultaneïtat de la següent manera:

$$Q_{a,d} = 1,5 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 + 1,35 (0,8 + 0,5 + 3,63) \text{ kN/m}^2 = 9,65 \text{ kN/m}^2$$

Convé afegir la càrrega pel pes propi de les jàsseres de forjat majorades, que es pot aproximar a un pes puntual en el punt d'excentricitat de la mènsula:

$$P_{j,f,d} = \frac{1,35 \cdot 24 \text{ kN}}{2} = 16,2 \text{ kN}$$

Els procediments de càlcul són els mateixos que els seguits anteriorment amb els pilars, mitjançant el programa SAP2000. A continuació es veuen els resultats del programa per a cada tipus de pilar.

Pilars de banda lateral curts d'altell.

El context del pilar és el mateix que dels pilars de banda lateral curts, però afegint les càrregues de l'altell, el qual es recolzarà a una alçada de 8,65 metres.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló. Els esforços resultants del pilar són:

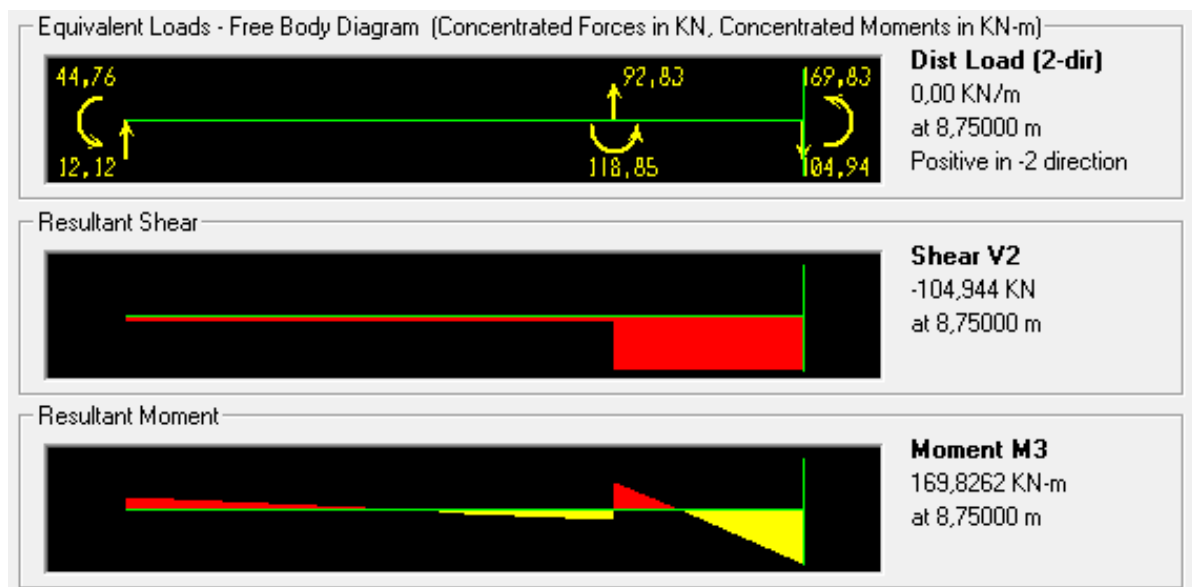


Figura 5. 70 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

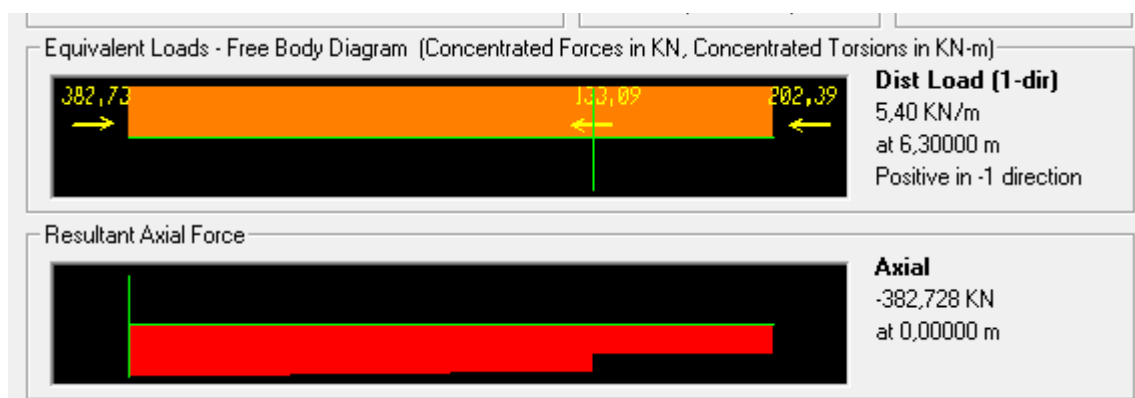


Figura 5. 71– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.67 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
169.83	382.73	105

Taula 5. 67 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s’escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.72 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó			bo=40		ho=40 cm								
armadures:			nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat										
recobrint geomètric:			ro = 30 mm										
rmin (cm) =			4,80		4,93		5,20		5,60		6,10		
nivell			1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø 1			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø 2			3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total				0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
p barres				16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr Nd (kN)				4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple Md (mkN)				94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)			Md (en mkN) segons armat										
360,00			166,80		216,60		263,70		367,30		521,30		
380,00			170,30		220,20		267,20		370,90		524,80		
400,00			173,90		223,70		270,80		374,40		528,30		
420,00			177,50		227,30		274,30		377,90		531,70		
440,00			181,00		230,80		277,90		381,40		535,20		
460,00			184,60		234,40		281,40		384,90		538,70		

Estandardització d'armadures de pilars

Secció formigó

bo=40

ho=40 cm

esquema

armadures per nivell

Ø1*

Ø2**

ΣØ1*

ΣØ2**

armadures totals

estreps

referència

n1

n2

n3

n1

n2

n3

0

0

0

6 Ø16

0

6 Ø16

0

12 Ø16

12 Ø16

e Ø 6 c/20

p4040_20

Figura 5. 72 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

237

Pilars de banda lateral llargs d'altell.

El context del pilar és el mateix que dels pilars de banda lateral llargs, però afegint també les càrregues de l'altell, totes a la mateixa alçada de 8,65 metres.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000. Els esforços resultants del pilar són:

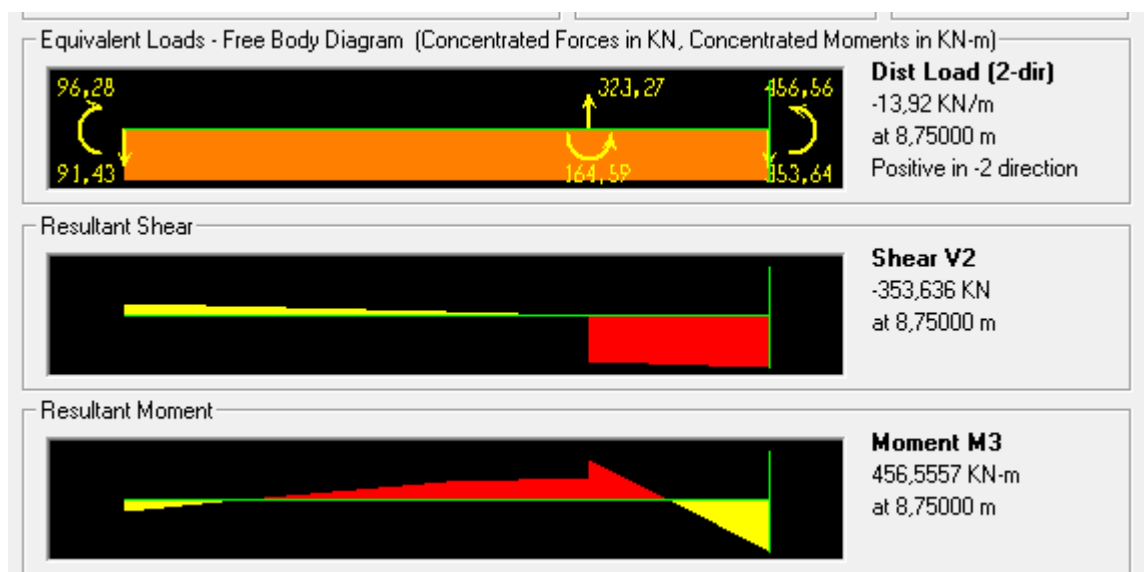


Figura 5. 73 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

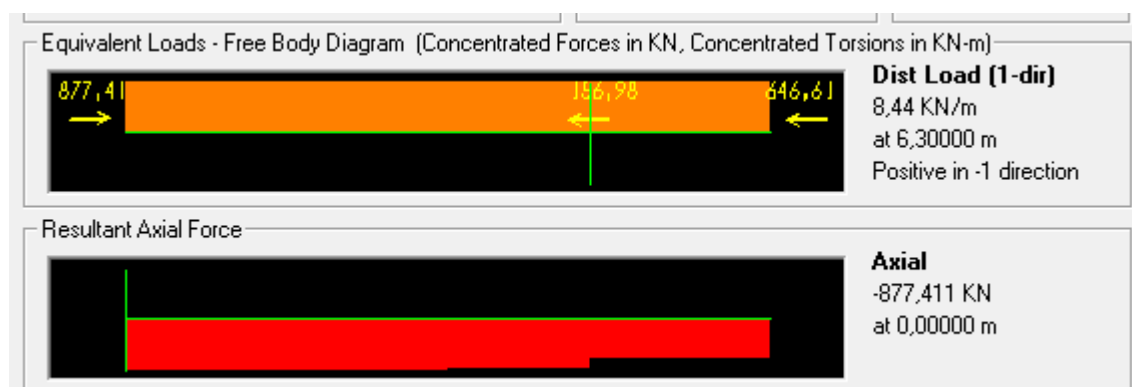


Figura 5. 74– Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.68 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
456.56	877.41	353.64

Taula 5. 68 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.75 mostra les característiques del pilar.

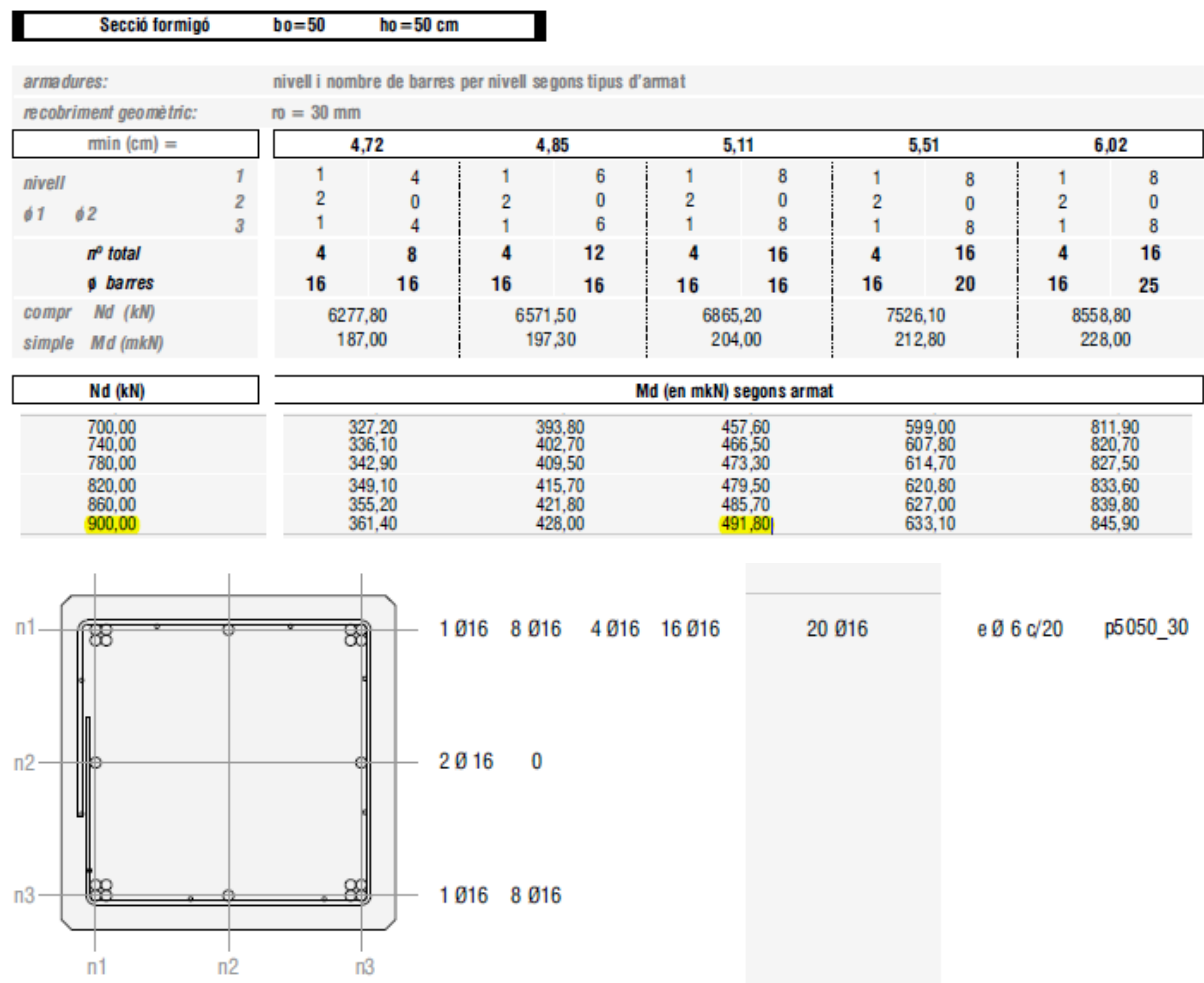


Figura 5. 75 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Pilars interiors de llosa d'altell

Igual que en els dos casos anteriors, aquest pilar segueix el mateix procediment que el pilar interior de llosa, però afegint també les càrregues de l'altell a 8,65 metres.

Les càrregues del pilar, degut al conjunt estructural en què es situen, es calculen amb el programa SAP2000 segons el càlcul del conjunt en tres dimensions del pavelló

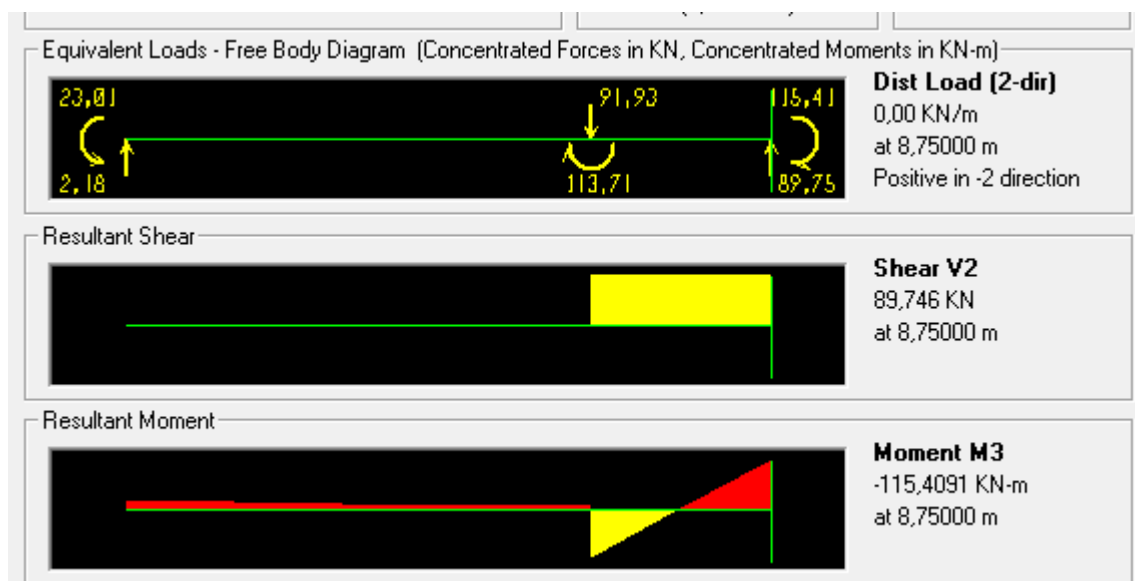


Figura 5. 76 – Esforços tallants i moments flectors màxims del pilar.

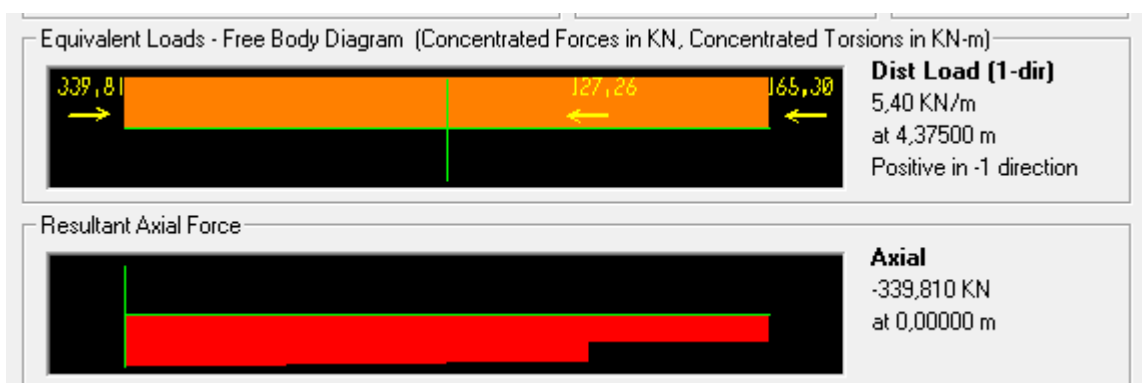


Figura 5. 77 – Esforços axials màxims del pilar.

La taula 5.69 mostra els esforços màxims del pilar de façana de banda lateral.

Esforços del pilar de façana de banda lateral curt		
Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)	Esforç tallant màxim (kN)
115.41	339.81	89.75

Taula 5. 69 – Esforços màxims del pilar.

Per mitjà del catàleg del fabricant de pilars prefabricats, s'escull el pilar que compleixi aquestes especificacions. La figura 5.78 mostra les característiques del pilar.

Secció formigó		bo=40		ho=40 cm								
armadures:		nivell i nombre de barres per nivell segons tipus d'armat										
recobriments geomètric:		ro = 30 mm										
rmin (cm) =		4,80		4,93		5,20		5,60		6,10		
nivell		1	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
ø 1		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø 2		3	0	4	0	6	0	8	0	8	0	8
nº total			0	8	0	12	0	16	0	16	0	16
ø barres			16	16	16	16	16	16	16	20	16	25
compr Nd (kN)			4135,30		4429,00		4722,70		5383,60		6416,20	
simple Md (mkN)			94,40		99,20		100,30		105,00		118,30	
Nd (kN)		Md (en mkN) segons armat										
360,00			166,80		216,60		263,70		367,30		521,30	
380,00			170,30		220,20		267,20		370,90		524,80	
400,00			173,90		223,70		270,80		374,40		528,30	
420,00			177,50		227,30		274,30		377,90		531,70	
440,00			181,00		230,80		277,90		381,40		535,20	
460,00			184,60		234,40		281,40		384,90		538,70	

Estandardització d'armadures de pilars

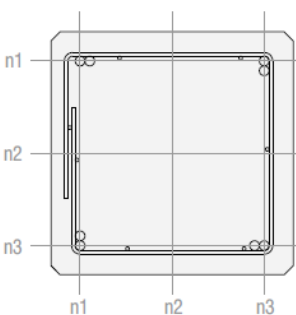
Secció formigó		bo=40		ho=40 cm				
esquema	armadures per nivell		ΣØ1*	ΣØ2**	armadures totals	estreps	referència	
	Ø1*	Ø2**						
	n1	0	4 Ø16	0	8 Ø16	8 Ø16	e Ø 6 c/20	p4040_10
	n2	0	0					
	n3	0	4 Ø16					

Figura 5. 78 – Especificacions del pilar prefabricat segons catàleg del fabricant.

Els últims pilars d'altell a avaluar són els pilars principals interiors d'altell. Aquests, igual que els pilars sense càrrega de forjat, són de formigó de fabricació in situ. Les càrregues a les que està sotmès són gairebé idèntiques al pilar convencional, vegem-ho a continuació.

La figura 5.79 mostra els esforços en el punt d'unió amb el braç del pilar, a l'alçada de 10.1 metres. En aquest punt es troba el moment flector positiu i tallant negatiu màxims. La figura 5.80, en canvi, es troba al punt d'unió entre la grada i el pilar, on el moment flector és el màxim negatiu. S'aprecia que el punt d'unió amb el forjat no causa un canvi important al moment flector. La figura 5.81 mostra el moment flector en el punt d'encastament del pilar amb el terra, on passa de negatiu a positiu. La figura 5.82 mostra el moment flector del tram final del pilar, just després de la unió amb el braç, a partir de l'alçada de 10,1 metres.

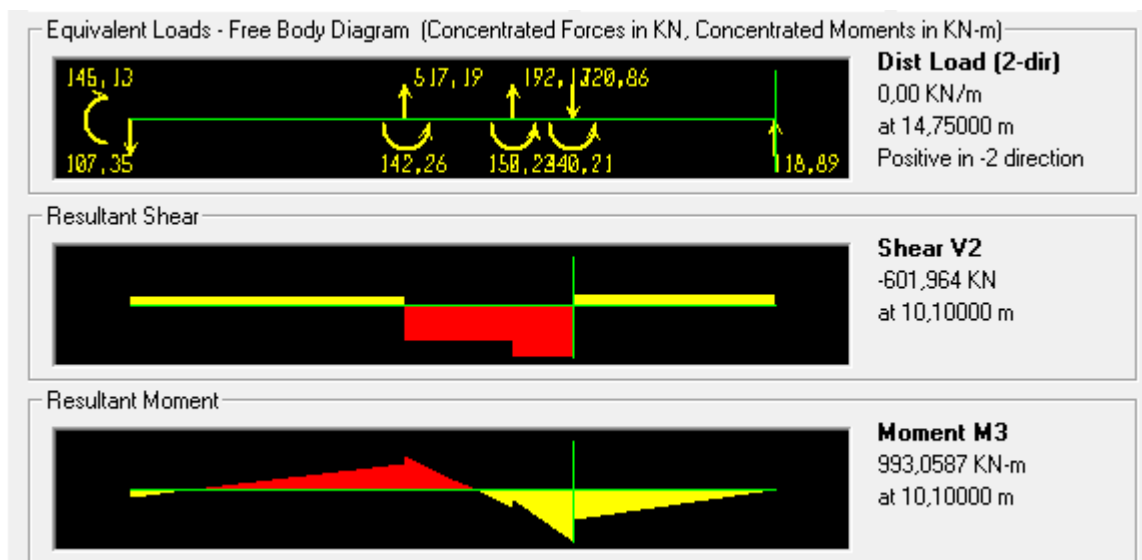


Figura 5. 79 – Esforços en el punt d'unió al braç del pilar.

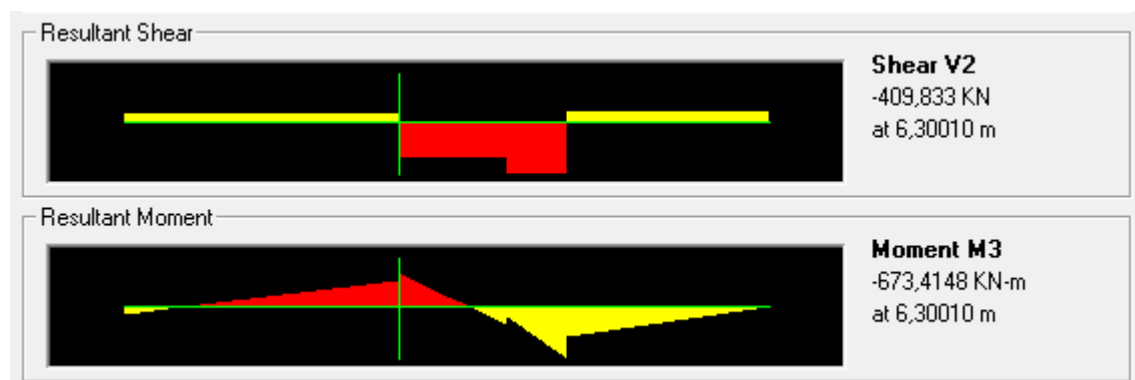


Figura 5. 80 – Esforços en el punt d'unió entre el pilar i la grada.

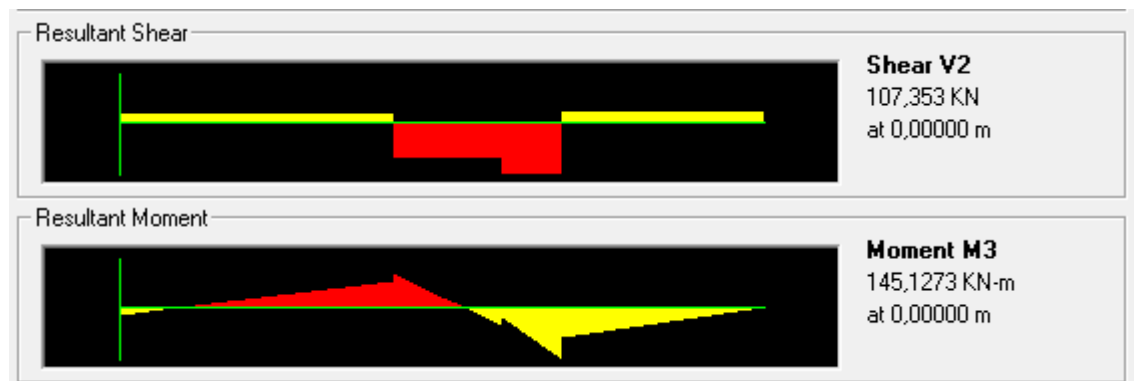


Figura 5. 81– Esforços en el punt d'encastament amb el terra.

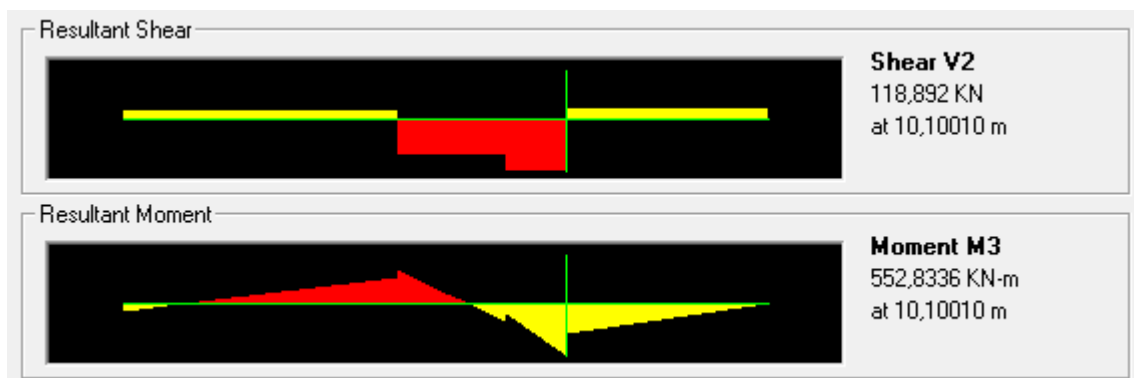


Figura 5. 82 – Esforços en el tram final del pilar.

A continuació es mostren les forces axials a les què el pilar està sotmès. A la figura 5.83 es mostra l'axial màxim, quasi uniforme des de l'encastament amb el terra fins a l'alçada de 6.3 metres. A la figura 5.84, es mostra l'axial entre el punt d'unió de les grades, la llosa i el pilar, a l'alçada de 6.3 metres, fins al punt de recolzament amb el forjat de l'altell a l'alçada de 8.65 metres. La figura 5.85 mostra el tram entre el recolzament de l'altell i el braç del pilar i, finalment, la força axial de l'últim tram s'aproxima a 25 kN, quasi inapreciable.

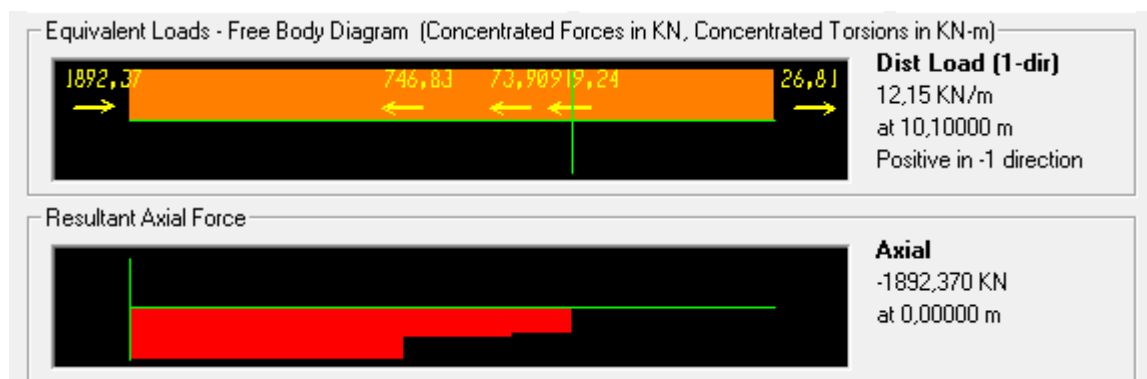


Figura 5. 83 – Força axial màxima al punt d'encastament amb el terra.

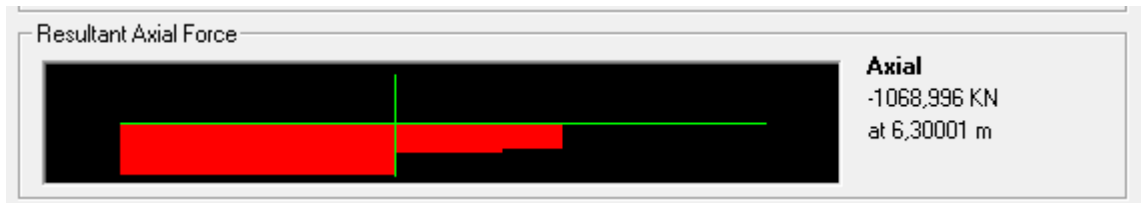


Figura 5. 84 – Força axial en el tram entre recolzament de grades i altell.

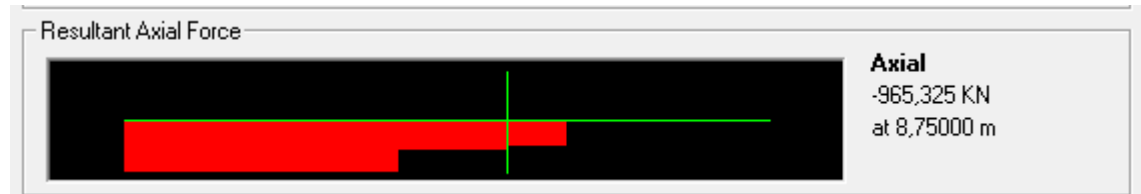


Figura 5. 85 – Força axial entre el recolzament de l'altell i el braç del pilar.

Per a dimensionar l'armat, es divideix el pilar en tres trams: tram inicial, del punt de recolzament del pilar al punt on el moment flector passa a ser negatiu a l'alçada de 1.35 metres, tram central, des del tram inicial fins al punt on el moment és novament positiu a l'alçada de 7.94 metres, i el tram final fins al punt d'unió amb la biga corba. La taula 5.70 mostra un glossari dels esforços de la secció per cada tram.

Esforços del pilar per trams				
	Punt inicial (m)	Punt final (m)	Moment flector màxim (kNm)	Força axial màxima (kN)
Tram inicial	0	1.35	145.13	- 1892.37
Tram central	1.35	7.94	- 673.41	- 1892.37
Tram final	7.94	14.7	993.06	- 1069

Taula 5. 70 – Esforços màxims del pilar per a cada tram.

El canvi d'esforços més important del pilar es troba a la força axial, que pateix un augment considerable.

La geometria del pilar és la mateixa que el pilar principal, per tant, el recobriment mecànic i les quanties mínimes geomètrica i mecànica són les mateixes:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 10 + 20 = 30 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{nom} + \varnothing_{estreps} + \frac{\varnothing_{barra}}{2} = 30 + 10 + 6 = 46 \text{ mm}$$

$$A_{s,g} = 0.004 \cdot A = 0.028 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s} = 0.3 \cdot A_{s,g} = 0.3 \cdot 1440 \text{ mm}^2 = 432 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,m} = 0.04 \cdot \frac{A \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot \frac{600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}} = 772.8 \text{ mm}^2$$

La quantia mínima superior implica un valor fixe de barres al llarg de tota la biga. Aquestes barres tenen la següent dimensió:

$$A_{s,s} = 4\emptyset 12 = 452 \text{ mm}^2$$

A continuació es calcula l'armat per trams.

Tram inicial:

Primerament es comprova el cantell útil mínim, provinent de l'equació 4.43 del capítol 4:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{145.13 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 239.28 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Les comprovacions dels esforços a flexo-compresió fan una equivalència del moment flector en una força axial de compressió amb una excentricitat. Aquesta excentricitat és el valor de la distància que implicaria aquest moment:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{145.13}{1892.37} = 0.0767 \text{ m}$$

L'excentricitat rectificada és:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 76.7 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 330.69 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1892370 \text{ N} \cdot 330.69 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.146$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1892370 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.244$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que μ_{xd} (0.2952), trobem la quantia mecànica (ω) amb la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.146} = 0.1596$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.1596 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 3082.31 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 6\text{Ø}20 + 4\text{Ø}10 = 3103 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem i sis barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà quatre barres de Ø10 repartides al centre.

$$d = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 6 \cdot 20}{7} = 50.28 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

Tram central:

Novament es comprova el cantell útil mínim:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{673.41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 403.55 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{673.41}{1892.37} = 0.356 \text{ m}$$

Excentricitat rectificada:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 356 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 609.86 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1892370 \text{ N} \cdot 609.86 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.269$$

$$v = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1892370 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.244$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que $\mu_{x/d}$, trobem la quantia mecànica (ω) amb interpolació de la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.269} = 0.322$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.322 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 6229.15 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 10\text{Ø}20 + 7\text{Ø}20 = 6245 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem i cinc parelles de barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà 7 barres de Ø20 repartides al centre.

$$d_1 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 5 \cdot 20\sqrt{2}}{6} = 55.1 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 7 \cdot 20}{6} = 63,33 \text{ mm}$$

Tram final:

Novament es comprova la distància mínima d'armat:

$$d_{min} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{M_{+,d}}{f_{c,d} \cdot b}} = 1.84 \cdot \sqrt{\frac{993.06 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm}}} = 490.051 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 600 \text{ mm} - 46 \text{ mm} = 554 \text{ mm}$$

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_{+,d}}{Nd} = \frac{993.06}{1069} = 0.929 \text{ m}$$

Excentricitat rectificada:

$$e = e_0 + \frac{d - r_{mec}}{2} = 929 + \frac{554 \text{ mm} - 46 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} = 1182.96 \text{ mm}$$

El moment flector i la l'esforç normal reduïts, tal com es veu a les equacions 4.51 i 4.52 de l'apartat 4, són:

$$\mu = \frac{Nd \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1069000 \text{ N} \cdot 1182.96 \text{ mm}}{23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554^2 \text{ mm}} = 0.294$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1069000 \text{ N}}{600 \text{ mm} \cdot 556 \text{ mm} \cdot 23.33 \text{ MPa}} = 0.138$$

Donat que el moment flector reduït (μ) és menor que $\mu_{x/d}$ (0.2952), trobem la quantia mecànica (ω) amb interpolació de la figura 4.19 tal com es detalla al capítol 4.

$$\omega_{0.294} = 0.361$$

Obtingut el valor de la quantia mecànica, trobem el valor de la secció mínima de les barres d'acer.

$$A_{st} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.361 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{434.78 \text{ MPa}} = 6974.52 \text{ mm}^2$$

El valor més gran de secció mínima entre la quantia mínima mecànica, quantia mínima geomètrica i quantia mínima d'acer de càlcul, obtenim el valor de A_{st} com a valor de

referència. Tenint en compte que la quantia geomètrica superior està inclosa, amb barres de 4Ø12, la distribució de barres és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 10\text{Ø}20 + 6\text{Ø}25 = 6992 \text{ mm}^2$$

Comprovació de les distàncies mínimes entre barres, comptant que hi haurà dos files de barres d'armadura. La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem i cinc parelles de barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà sis barres separades de Ø25 distribuïdes de tal manera que deixin un espai buit al centre.

$$d_1 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 2 \cdot 12\sqrt{4} - 5 \cdot 20\sqrt{2}}{6} = 55.1 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{600 - 2 \cdot (30 + 10) - 7 \cdot 25}{6} = 57,5 \text{ mm}$$

Mènula:

Finalment, el braç del pilar es dimensiona igual que en el cas del pilar interior principal sense càrrega d'altell, doncs el forjat de l'altell no hi afecta. Tal com en el pilar referenciat, el seu armat és de:

$$A_{st} = 8\text{Ø}12 + 7\text{Ø}20 + 2\text{Ø}16 = 3504 \text{ mm}^2$$

La primera fila tindrà un grup de quatre barres de Ø12 a cada extrem, dos parelles de barres de Ø20 i tres barres de Ø20 distribuïdes al centre. La segona fila tindrà una barra de Ø16 a cada banda.

Per al dimensionament dels estreps, es farà una segona distribució dels trams del pilar, en funció de l'esforç tallant. El primer tram serà del punt d'encastament del pilar fins al punt d'unió amb les grades i la llosa a l'alçada de 6.3 metres, el tram central 1 serà d'aquest últim punt al punt d'unió amb l'altell a 8,65 metres, el tram central 2 serà de l'altell al braç del pilar a 10.1 metres, i el darrer tram arribarà fins a la unió amb la biga corba. El braç del pilar quedarà invariable respecte el pilar principal interior. La taula 4.71 mostra els esforços tallants de cada tram.

Esforços tallants del pilar per trams			
	Punt inicial (m)	Punt final (m)	Esforç tallant màxim (kN)
Tram inicial	0	6.3	107.35
Tram central 1	6.3	8.65	409.83
Tram central 2	8.65	10.1	601.96
Tram final	10.1	14.7	118.9

Taula 5. 71 – Esforços tallants del pilar.

Estudi del tram inicial:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 107.35 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3082.31 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.0093$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0093 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 169.73 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 107.35 \text{ kN} - 169.73 \text{ kN} = -62.38 \text{ kN}$$

El valor negatiu indica que no és necessari col·locar armat transversal, que el formigó ja és capaç de suportar l'esforç tallant.

Tot i que, segons càlcul, no és necessari col·locar armat transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 250 mm.

Estudi del tram central 1:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 409.83 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6229.15 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.0187$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0187 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 214.6 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 409.83 \text{ kN} - 214.6 \text{ kN} = 195.23 \text{ kN}$$

Mitjançant l'equació 4.64 del capítol 4 i amb el valor de la contribució de l'armadura transversal, es troba el valor de la distància mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d = \frac{157 \text{ mm}^2}{195230 \text{ N}} \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 0.9 \cdot 554 \text{ mm} = 174.33 \text{ mm}$$

És necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 160 mm.

Estudi del tram central 2:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 601.96 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6229.15 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.0187$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0187 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 214.6 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 601.96 \text{ kN} - 214.6 \text{ kN} = 387.36 \text{ kN}$$

Mitjançant l'equació 4.64 del capítol 4 i amb el valor de la contribució de l'armadura transversal, es troba el valor de la distància mínima entre estreps.

$$S_t = \frac{A_{90,p}}{V_{su}} \cdot f_{y,90,d} \cdot 0.90 \cdot d = \frac{157 \text{ mm}^2}{387360 \text{ N}} \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 0.9 \cdot 554 \text{ mm} = 87.86 \text{ mm}$$

És necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$Si: 0.2 \cdot V_{u1} < V_{u2} \leq 0.67 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.60 \cdot 554 = 332.4 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 80 mm.

Estudi del tram final:

L'esforç tallant d'esgotament per compressió obliqua es calcula mitjançant l'equació 4.58, del capítol 4.

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 0.3 \cdot 23.33 \text{ MPa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm} = 2327 \text{ kN}$$

L'esforç tallant d'esgotament per tracció de l'ànima (V_{u2}) es situa a d del recolzament. Donat que l'esforç tallant és constant en tot el tram, el seu valor és el tallant màxim:

$$V_{u2} = 118.9 \text{ kN}$$

La contribució del formigó a la resistència a tallant es calcula amb l'equació 4.60 del capítol 4. Primerament es calculen els factors ρ_l i ξ amb les equacions 4.61 i 4.62 respectivament.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6974.52 \text{ mm}^2}{600 \text{ mm} \cdot 554 \text{ mm}} = 0.021$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{554}} \right) = 1.6$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_0 d = \frac{0.15}{1.5} \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.021 \cdot 35)^{1/3} \cdot 600 \cdot 554 = 222.83 \text{ kN}$$

Amb l'equació 4.59 del capítol 4 es calcula la contribució de l'armadura transversal.

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 118.9 \text{ kN} - 222.83 \text{ kN} = -103.93 \text{ kN}$$

El valor negatiu indica que no és necessari col·locar armat transversal, que el formigó ja és capaç de suportar l'esforç tallant.

Tot i que, segons càlcul, no és necessari col·locar armat transversal, és necessari complir les quanties mínimes d'armat. Aquestes es troben segons les equacions 4.65, 4.66, 4.67, 4.68 i 4.69 del capítol 4.

$$\text{Si: } V_{u2} \leq 0.2 \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_t = 0.75 \cdot 554 = 415.5 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0.3 \cdot (35)^{2/3} = 3.21$$

$$\frac{A_{90,p} \cdot f_{y,\alpha,d} \cdot 7.5}{\sin(\alpha) \cdot f_{ct,m} \cdot b_0} = s_t = \frac{157 \text{ mm}^2 \cdot 434.78 \text{ MPa} \cdot 7.5}{3.21 \cdot 600 \text{ mm}} = 265.81 \text{ mm}$$

Després de fer les comprovacions, s'escullen dos estreps de Ø10 amb una separació de 250 mm.

Mènula:

Com ja s'ha comentat, el dimensionament de la mènula serà idèntic al pilar interior principal sense càrrega d'altell.

Comprovació del vinclament:

Finalment es farà un anàlisi del vinclament per al tram inferior del pilar, doncs és el més llarg. Els altres punts tenen un recolzament amb la biga corba que evita el vinclament.

Primerament es calcula l'esveltesa mecànica de l'element mitjançant les equacions 4.74, 4.75 i 4.76 del capítol 4.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1.08 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{36 \cdot 10^4 \text{ mm}^2}} = 173.21 \text{ mm}$$

$$l_0 = \alpha \cdot L = 0.5 \cdot 6.3 \text{ m} = 3.15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3150 \text{ mm}}{173.21 \text{ mm}} = 18.19$$

Donat que és un tram encastat per ambdós extrems, α té el valor de 0.5 tal com es troba en funció de la condició de recolzament del pilar mitjançant la figura 4.27 del capítol 4.

Un cop calculada l'esveltesa mecànica, es calcula l'esveltesa límit inferior per a comprovar l'estabilitat. Aquesta es calcula mitjançant l'equació 4.77 del capítol 4. La força axial reduïda ha estat calculada anteriorment en aquest capítol. El coeficient C és 0.24 per a cares simètriques al pla oposat a la flexió. L'excentricitat màxima ha estat calculada en les comprovacions de l'armat longitudinal, i l'excentricitat mínima tindrà el valor accidental, que és el mínim entre $h/20$ (30 mm) i 2 cm.

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{V} \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} = 35 \sqrt{\frac{0.24}{0.244} \left[1 + \frac{0.24}{\frac{609.9}{600}} + 3.4 \left(\frac{20}{609.9} - 1 \right)^2 \right]} = 73.4$$

Donat que l'esveltesa mecànica és força menor al límit inferior, no és necessària la comprovació de vinclament.

Considerant els mateixos ancoratges que el pilar convencional, la següent taula 5.72 mostra les dimensions de tots els trams.

Dimensions d'armat de pilar interior principal					
	Armat superior	Tram inicial	Tram central	Tram final	Mènula
Armat fila 1 (mm²)	2x2Ø12	2x4Ø12 + 6x1Ø20	2x4Ø12 + 5x2Ø20	2x4Ø12 + 5x2Ø20	2x4Ø12 + 2x2Ø20 + 3x1Ø20
Distància d (mm)	-	50.29	55.1	55.1	59.24
Armat fila 2 (mm²)	-	4x1Ø10	7x1Ø20	6x1Ø25	2x1Ø16
Distància d (mm)	-	-	63.33	57.5	-

Taula 5. 72 – Glossari de les dimensions de l'armat del pilar interior principal.

La següent figura mostra les seccions i els armats del pilar per cada tram.

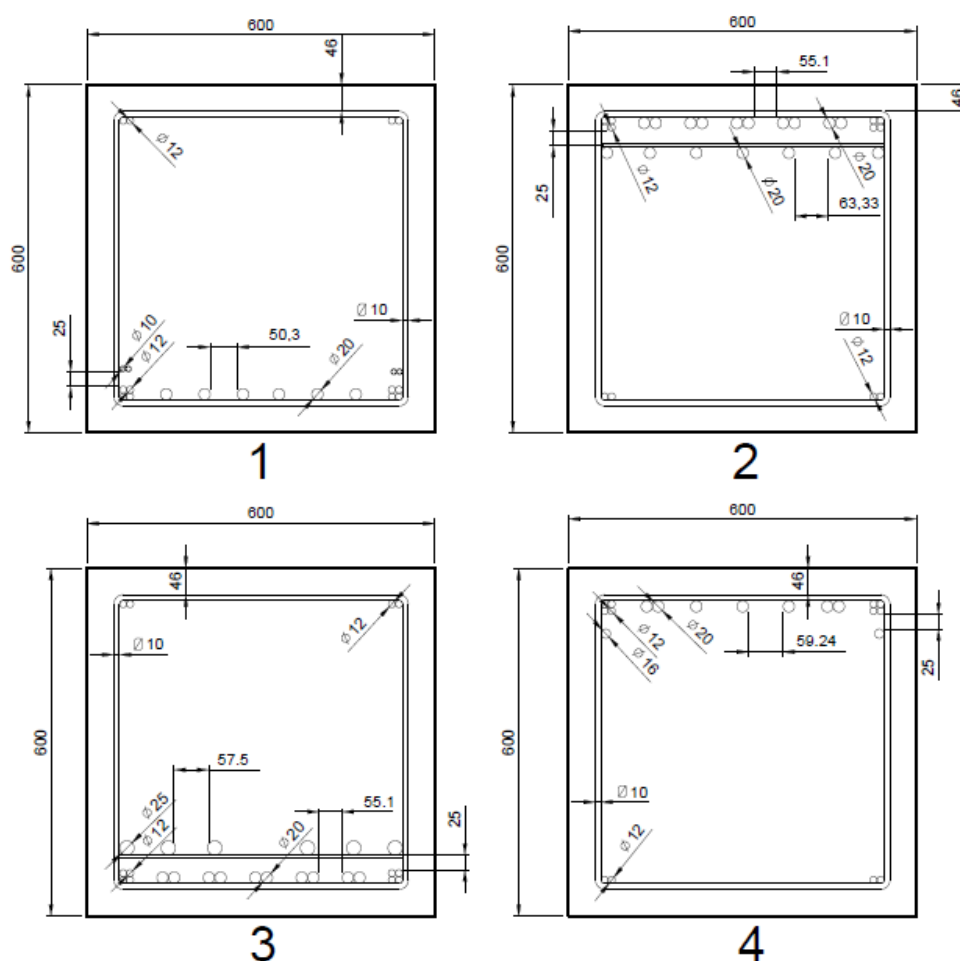


Figura 5. 86 – Seccions del pilar per cada tram.

B.5.8.- Fonamentació

La fonamentació es basa en un sistema de sabates rígides sense riostes. El capítol 4 defineix els procediments de càlcul per a sabates rígides.

Hi haurà una sabata per cada tipus de pilar. Mitjançant els càlculs de l'apartat anterior, i el programa SAP2000 es realitza la baixada de càrregues dels pilars. A continuació es reuneixen càrregues:

Baixada de càrregues de pilars				
	Pilar	Moment flector (kNm)	Tallant (kN)	Força axial (kN)
1	Pilar interior principal	236.73	125.16	1281.97
2	Pilar lateral llarg	90.63	104.70	584.42
3	Pilar lateral curt	69.79	27.63	166.66
4	Pilar de cantonada	39.64	22.29	286.89
5	Pilar frontal	23.07	21.97	336.64
6	Pilar de grada	75.83	45.75	168.75
7	Pilar interior de llosa	33.59	22.18	162.15
8	Pilar interior principal d'altell	145.13	107.35	1892.37
9	Pilar lateral llarg d'altell	96.28	91.43	877.41
10	Pilar lateral curt d'altell	44.76	12.12	382.73
11	Pilar interior de llosa d'altell	23.01	2.18	339.81

Taula 5. 73 – Baixada de càrregues per a cada pilar.

Per al càlcul de fonamentació és necessari haver fet, prèviament, un estudi geotècnic del terreny, però el present projecte no disposa de tal estudi. És per això que els càlculs s'han realitzat amb dades teòriques orientatives de terrenys pròxims a la zona.

Tots els resultats es veuran tabulats, sense detallar en procediment, doncs aquest ja ha estat detallat a capítols anteriors.

Els valors teòrics orientatius del terreny en què es basen els càlculs són:

Angle de fregament, densitat i tensió màxima del terreny:

$$\varphi = 30^{\circ}$$

$$\delta = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{m\grave{a}x} = 340 \text{ MPa}$$

A continuació es mostren les dimensions de les sabates per a cada pilar, el qual està referenciat numèricament segons el llistat anteriorment definit, i les càrregues afegides per el pes del pilar enterrat, el terreny i la pròpia sabata.

Dimensions i pesos afegits							
Pilar	Amplada (m)	Base (m)	Cantell (m)	Pes pilar (kN)	Pes terreny (kN)	Pes sabata (kN)	Volada (m)
1	2.5	2.5	0.5	2.7	38.87	78.13	0.95
2	1.75	1.75	0.325	1.87	18.56	24.88	0.625
3	1.6	1.6	0.3	1.2	15.84	19.2	0.6
4	1.5	1.5	0.275	1.2	13.79	15.47	0.55
5	1.5	1.5	0.275	1.2	13.79	15.47	0.55
6	1.75	1.75	0.35	1.2	19.16	26.8	0.675
7	1.5	1.5	0.275	1.2	13.76	15.47	0.55
8	2.5	2.5	0.475	2.7	38.87	74.22	0.95
9	1.8	1.8	0.325	1.87	19.73	26.33	0.65
10	1.5	1.5	0.275	1.2	13.79	15.47	0.55
11	1.5	1.5	0.275	1.2	13.79	15.47	0.55

Taula 5. 74 – Dimensions de les sabates i els pesos afegits.

Un cop definit el predimensionament, es fan les comprovacions de la resistència del terreny calculant l'excentricitat, segons l'equació 4.93, la tensió mitjana de la sabata, amb l'equació 4.94, el factor μ segons l'equació 4.95 i la comprovació de la resistència del terreny per a càrregues trapezoïdals seguint l'equació 4.97 i per a càrregues triangulars amb l'equació 4.98. Cal recordar que si el factor μ és menor que 1/6, es tracta de càrrega trapezoïdal, i triangular en els casos que sigui major.

Comprovació de resistència del terreny						
Pilar	excentricitat (m)	Càrrega tipus	μ	Tensió mitjana (kN/m ²)	Comprovació (kN/m ²)	
					trapezoïdal	triangular
1	0.212	Trapezoïdal	0.085	223.64	337.38	
2	0.196	Trapezoïdal	0.112	205.32	343.41	
3	0.385	Triangular	0.241	79.26		203.62
4	0.144	Trapezoïdal	0.096	141.05	222.41	
5	0.079	Trapezoïdal	0.053	163.16	214.91	
6	0.425	Triangular	0.243	70.19		181.81
7	0.206	Trapezoïdal	0.137	85.61	156.16	
8	0.098	Trapezoïdal	0.039	321.31	396.62	
9	0.136	Trapezoïdal	0.076	285.6	415.22	
10	0.116	Trapezoïdal	0.078	183.64	269.14	
11	0.064	Trapezoïdal	0.043	164.57	206.54	

Taula 5. 75 – Comprovacions de la capacitat resistent del terreny.

Les dimensions compleixen les comprovacions, tenint en compte que han de ser inferiors a:

$$1,5 \cdot \sigma_{m\grave{a}x} = 425 \text{ kN/m}^2$$

A continuació es fan les comprovacions al bolc i al lliscament seguint les equacions 4.99 i 4.100 del capítol 4, considerant les dades pròpies del terreny definides inicialment.

Comprovacions al bolc i al lliscament				
Pilar	Comprovació al bolc (kNm)		Comprovació al lliscament (kN)	
	(N+P)(a/2)	(M+H·h)·Ye	(N+P)·tan(2φ/3)	H·Yr
1	1747.2	533.13	508.74	187.74
2	550.19	222.03	228.86	157.05
3	162.32	140.24	73.85	41.44
4	238.01	82.39	115.51	33.43
5	275.33	52.4	133.61	32.96
6	188.08	164.29	78.23	68.63
7	144.46	71.44	70.11	33.27
8	2510.2	353.02	730.91	161.03
9	832.81	226.79	336.8	137.145
10	309.89	86.57	150.39	18.18
11	277.7	42.5	134.77	3.27

Taula 5. 76 – Comprovacions de les sabates rígides al bolc i al lliscament.

Finalment es calcula la capacitat a tracció que aguantarà l'acer per a dimensionar l'armat de les sabates seguint les equacions 4.103, 4.104, 4.105 i 4.106, així com la comprovació de quantia mínima geomètrica donada per l'equació 4.107 totes al capítol 4.

També es mostra el cantell útil, mitjançant un recobriment de 50 mil·límetres.

Càlcul de quantia mínima							
	Cantell útil (m)	Factor η	Rd1	x1	Capacitat a tracció Td (kN)	Quantia mínima (mm ²)	Quantia geomètrica (mm ²)
1	0.44	0.067	842.87	0.66	1149.61	2644.11	1980
2	0.267	0.082	392.55	0.466	590.44	1358.02	841.05
3	0.244	0.215	166.88	0.452	283.45	651.93	702.72
4	0.219	0.083	198.32	0.4	319.6	735.06	591.3
5	0.219	0.042	206.62	0.389	320.73	737.69	591.3
6	0.294	0.201	172.95	0.492	271.5	624.46	926.1
7	0.219	0.116	129.9	0.407	214.45	493.24	591.3
8	0.415	0.029	1091.16	0.642	1520.74	3497.71	1867.5
9	0.267	0.058	542.91	0.472	830.49	1910.12	865.08
10	0.219	0.072	251.36	0.397	401.38	923.19	591.3
11	0.219	0.041	208.15	0.389	322.95	742.78	591.3

Taula 5. 77 – Càlcul de capacitat a tracció de l'acer i la quantia mínima.

La següent taula mostra un glossari de les disposicions d'armat definitives.

Seccions de l'armadura				
	Quantia mínima definitiva (mm ²)	Seccions d'armadura	Secció real (mm ²)	Distribució d'armadura
1	2644.11	9xØ20	2828	Ø20/26,67cm
2	1358.02	7xØ16	1407	Ø16/24.6cm
3	702.72	7xØ12	791	Ø12/21.4cm
4	735.06	7xØ12	791	Ø12/20cm
5	737.69	7xØ12	791	Ø12/20cm
6	926.1	5xØ16	1005	Ø16/33cm
7	591.3	8xØ10	628	Ø10/17.5cm
8	3497.71	12xØ20	3768	Ø20/20cm
9	1910.12	10xØ16	2010	Ø16/17cm
10	923.19	5xØ16	1005	Ø16/28cm
11	742.78	7xØ12	791	Ø12/20cm

Taula 5. 78 – Dimensionament real de l'armadura.

B.5.9.- Unions**Biguetes amb jàssera**

La unió entre biguetes i jàssera es tracta d'una xapa metàl·lica d'acer de 5 mil·límetres de gruix. Al document plànols es mostren els plànols detallats de la placa d'acer. A la taula 5.79 es mostren les seves propietats geomètriques.

Dimensions de la placa d'unió bigueta-jàssera (mm)			
Longitud ales jàssera	200	Distància X entre forats biguetes	0
Longitud placa biguetes	200	Distància X entre forats jàsseres	0
Distància Y entre forats biguetes	75	Recobriment X forats biguetes	100
Distància Y entre forats jàsseres	100	Recobriment X forats jàsseres	100
Recobriment Y forats biguetes	75	Gruix placa	5
Recobriment Y forats jàsseres	100	Alçada plaques	300

Taula 5. 79 – Distàncies de disseny de la placa d'unió entre la bigueta i la jàssera

Les càrregues que suporta la unió entre les biguetes i la jàssera són, per part de la bigueta, els esforços mostrats a la taula 5.80.

Càrregues de les unions	
Esforços tallants (kN)	
1	16.89
2	28.02
2'	16.89
3	14.89
4	14.89
5	18.89
6	26.25
7	25.25

Taula 5. 80 – Esforços tallants de les biguetes en les unions.

Segons figures 4.12 i 4.13 del capítol 4, les separacions i distàncies mínimes per a comprovació de la capacitat de càrrega de les unions de la fusta, per a càrregues laterals, es veuen a la taula 5.81.

Dimensions i distàncies mínimes de les unions de les biguetes i les jàsseres		
	Biguetes (mm)	Jàsseres (mm)
a_1 Paral·lela a la fibra	60	80
a_2 Perpendicular a la fibra	60	80
$a_{3,c}$ Sense força axial	60	80
$a_{4,t}$ Amb esforç tallant	60	80

Taula 5. 81 – Distàncies mínimes de forats en la bigueta

α és l'angle entre la direcció de la força i de les fibres. Donat que només hi ha esforç tallant a l'extrem de la biga, l'angle és de 90° .

$$a_1 = (4 + \cos 90) \cdot d = 4d$$

$$a_2 = 4d$$

$$a_{3,c} = 4d$$

$$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin 90) \cdot d; 3d] = 4d$$

Els perns que travessen les biguetes són de 15 mil·límetres de diàmetre, i els que travessen la jàssera són de 20.

Per a perns de secció circular, el valor característic del moment plàstic s'obté amb l'equació 4.20 del capítol 4. Es calcula el moment plàstic dels perns travessers de les biguetes i les jàsseres.

$$M_{y,R,k,b} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 500 \cdot 15^{2.6} = 0.17 \text{ kNm}$$

$$M_{y,R,k,j} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 500 \cdot 20^{2.6} = 0.36 \text{ kNm}$$

Per a perns alineats amb la direcció de la fibra i sotmesos a una component de la força paral·lela a la fibra, la capacitat de càrrega ha de calcular-se prenent un nombre eficaç, extret de l'equació 4.21. En el cas de càrrega perpendicular a la fibra, el nombre eficaç prendrà el valor real (n).

El valor característic de la capacitat de càrrega per a unions de doble tall amb plaques exteriors d'acer, com és el cas de les biguetes, es calcula mitjançant l'equació 4.25 tant per a plaques primes com gruixudes.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0.5 \cdot 32 \cdot 150 \cdot 15 = 28.8 \text{ kN} \\ 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot 17.14 \cdot 10^4 \cdot 32 \cdot 15} = 14.75 \text{ kN} \end{cases}$$

En el cas de la unió amb la jàssera, és de tall simple amb capes exteriors d'acer de placa prima, calculada segons l'equació 4.23 del capítol 4.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.4 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 0.4 \cdot 32 \cdot 400 \cdot 20 = 102.4 \text{ kN} \\ 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot 36.21 \cdot 10^4 \cdot 32 \cdot 20} = 24.76 \text{ kN} \end{cases}$$

La capacitat de càrrega característica eficaç d'una unió dependrà del nombre d'elements de fixació, possibilitant així una reducció de la capacitat de càrrega en funció del nombre eficaç d'elements de fixació. Aquest valor s'obté amb l'equació 4.21.

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}$$

Per al tallant de la bigueta més desfavorable són suficients 2 pernys tant en la bigueta com en la jàssera. Per a anar assegurats, a la bigueta es col·locarà una filera de tres pernys i a la jàssera una filera de dos pernys.

Per a la unió amb biguetes:

$$F_{v,ef,Rk} = 3 \cdot 14.75 = 44.25 \text{ kN} > 28.02 \text{ kN}$$

Per a la unió amb jàssera:

$$F_{v,ef,Rk} = 2 \cdot 24.76 = 49.51 \text{ kN} > 28.02 \text{ kN}$$

És necessari comprovar la resistència de la placa d'acer a partir de l'àrea resistent equivalent, considerant una tensió de càlcul definida a l'equació 4.22.

$$f_{yd} = 0.53 \cdot f_{yk} = 265 \text{ MPa}$$

En el cas de les biguetes, per una longitud de placa doble de 200 mil·límetres, l'àrea equivalent és de:

$$A_{eq,b} = 2 \cdot 5 \cdot 200 - 2 \cdot 15 \cdot 5 = 1850 \text{ mm}^2$$

En el cas de les jàsseres, en canvi, per una longitud de placa simple de 150 mil·límetres per banda, l'àrea equivalent és de:

$$A_{eq,j} = 2 \cdot 5 \cdot 200 - 2 \cdot 20 \cdot 5 = 1800 \text{ mm}^2$$

Les comprovacions de la placa d'acer són:

$$A_{eq,b} \cdot f_{yd} = 1850 \cdot 265 = 490 \text{ kN}$$

$$A_{eq,j} \cdot f_{yd} = 1800 \cdot 265 = 477 \text{ kN}$$

Més que suficient en ambdós casos.

La darrera comprovació de les unions és la del trencament per tallant al perímetre. En unions entre fusta i acer, amb una component de la força paral·lela a la fibra, el valor característic de la capacitat de càrrega de trencament per tallant s'obté mitjançant l'equació 4.26 del capítol 4.

Primerament es comprova per a la unió amb la bigueta, que correspon a tres forats de diàmetre 15 amb una separació entre ells de 75 mm:

$$R_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} = 1.5 \cdot 18000 \cdot 25.6 = 691.2 \text{ kN} \\ 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} = 0.7 \cdot 12000 \cdot 3.5 = 29.4 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t = 150 \cdot 120 = 22500 \text{ mm}^2$$

Donat que el model de fallida és del tipus k o m:

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot t = 100 \cdot 120 = 12000 \text{ mm}^2$$

Els esforços tallants afectaran a la component vertical del perímetre, i es comprova que no fallarà per trencament al perímetre. A continuació es fa la comprovació en la unió amb la jàssera, que correspon a forats de diàmetre 20 amb una separació entre ells de 100 mm.

$$R_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} = 1.5 \cdot 40000 \cdot 19.5 = 1170 \text{ kN} \\ 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} = 0.7 \cdot 42000 \cdot 3.5 = 102.9 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t = 100 \cdot 400 = 40000 \text{ mm}^2$$

Donat que el model de fallida és del tipus a:

$$t_{ef} = 0.4 \cdot t = 160 \text{ mm}$$

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef}) = 100 \cdot (100 + 2 \cdot 160) = 42000 \text{ mm}^2$$

Jàssera amb biga corba

La unió entre jàssera i biga corba es tracta d'una xapa metàl·lica d'acer de 1 centímetre de gruix simètrica amb les mateixes condicions de contacte tant per la jàssera com per la biga corba. Al document plànols es mostren els plànols detallats de la placa d'acer. A la taula 5.82 es mostren les seves propietats geomètriques.

Dimensions de la placa d'unió biga corba-jàssera (mm)			
Longitud ales placa	400	Distància X entre forats biguetes	100
Distància Y entre forats	100	Recobriment X forats biguetes	150
Recobriment Y forats	100	Gruix placa	10
Nombre de forats	6	Alçada plaques	400

Taula 5. 82 – Distàncies de disseny de la placa d'unió entre la biga corba i la jàssera

Les càrregues que suporta la unió entre la jàssera i la biga corba són els mostrats a la taula 5.83.

Càrregues de la unió biga corba-jàssera	
Esforços tallants (kN)	Esforç axial (kN)
44.26	53.60

Taula 5. 83 – Esforços tallants i axials de les jàsseres i bigues corbes en les unions.

Segons figures 4.12 i 4.13 del capítol 4, les separacions i distàncies mínimes per a comprovació de la capacitat de càrrega de les unions de la fusta, per a càrregues laterals, es veuen a la taula 5.84.

Dimensions i distàncies mínimes de les unions de les bigues corbes i les jàsseres		
	Biga corba (mm)	Jàsseres (mm)
a_1 Paral·lela a la fibra	95.42	95.42
a_2 Perpendicular a la fibra	80	80
$a_{3,c}$ Amb compressió axial	96.41	96.41
$a_{4,t}$ Amb esforç tallant	65.47	65.47

Taula 5. 84 – Distàncies mínimes de forats en la bigueta

α és l'angle entre la direcció de la força i de les fibres. Aquest es troba amb la combinació entre forces axials de compressió i tallant:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{44.26}{53.60}\right) = 39.55^\circ$$

$$a_1 = (4 + \cos \alpha) \cdot d = 4.77d$$

$$a_2 = 4d$$

$$a_{3,t} = \max[(1 + 6 \cdot \sin \alpha)d; 4d] = 4.82d$$

$$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin 90) \cdot d; 3d] = 3.27d$$

Els pernns que travessen tant la jàssera com la biga corba són de 20 mil·límetres de diàmetre.

Per a perns de secció circular, el valor característic del moment plàstic s'obté amb l'equació 4.20 del capítol 4.

$$M_{y,R,k,j} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 500 \cdot 20^{2.6} = 0.36 \text{ kNm}$$

Per a perns alineats amb la direcció de la fibra i sotmesos a una component de la força paral·lela a la fibra, la capacitat de càrrega ha de calcular-se prenent un nombre eficaç, extret de l'equació 4.21. En el cas de càrrega perpendicular a la fibra, com són els esforços tallants, el nombre eficaç prendrà el valor real (n).

$$n_{ef} = \min \begin{cases} n = 6 \\ n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 6^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 20}} = 3.95 \end{cases}$$

El valor característic de la capacitat de càrrega per a unions de doble tall amb plaques exteriors d'acer, present tant en la jàssera com en la biga corba, es calcula mitjançant l'equació 4.25 tant per a plaques primes com gruixudes.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0.5 \cdot 32 \cdot 400 \cdot 20 = 128 \text{ kN} \\ 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot 36.21 \cdot 10^4 \cdot 32 \cdot 20} = 24.76 \text{ kN} \end{cases}$$

La capacitat de càrrega característica eficaç d'una unió dependrà del nombre d'elements de fixació, possibilitant així una reducció de la capacitat de càrrega en funció del nombre eficaç d'elements de fixació. Aquest valor s'obté amb l'equació 4.21.

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 3.95 \cdot 24.76 = 97.79 \text{ kN}$$

Són suficients 2 fileres de 3 perns tant en la biga corba com en la jàssera.

La darrera comprovació de les unions és la del trencament per tallant al perímetre. En unions entre fusta i acer, amb una component de la força paral·lela a la fibra, el valor característic de la capacitat de càrrega de trencament per tallant s'obté mitjançant l'equació 4.26 del capítol 4.

La unió correspon a dos fileres de tres forats de diàmetre 20 amb una separació entre ells de 100 mm i 150 mil·límetres amb l'extrem:

$$R_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} = 1.5 \cdot 80000 \cdot 19.5 = 2.340 \text{ kN} \\ 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} = 0.7 \cdot 100000 \cdot 3.5 = 245 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t = 200 \cdot 400 = 80000 \text{ mm}^2$$

Donat que el model de fallida és del tipus k o m:

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot t = 250 \cdot 400 = 100000 \text{ mm}^2$$

Els esforços tallants afectaran a la component vertical del perímetre, i els esforços de compressió a la component horitzontal i es comprova que no fallarà per trencament al perímetre.

biga corba amb pilar

L'última unió en fusta és la unió entre la biga corba i el pilar de façana. Es tracta de dos plaques de 15 mil·límetres de gruix que uneixen la biga corba amb el pilar mitjançant perns passadors que travessen la fusta i cargols que s'encasten al formigó. Al document plànols es mostren els plànols detallats de la placa d'acer. Només s'estudia la unió amb la fusta. A la taula 5.85 es mostren les seves propietats geomètriques.

Dimensions de la placa d'unió biga corba-pilar (mm)			
Longitud ales placa	850	Distància X entre forats biguetes	100
Distància Y entre forats	125	Recobriment X forats biguetes	80
Recobriment Y forats	110	Gruix placa	15
Nombre de forats	12	Amplada plaques	260

Taula 5. 85 – Distàncies de disseny de la placa d'unió entre la biga corba i el pilar

Les càrregues que suporta la unió entre la jàssera i la biga corba són els mostrats a la taula 5.86.

Càrregues de la unió biga corba-pilar	
Esforços tallants (kN)	Esforç axial (kN)
197.68	332.97

Taula 5. 86 – Esforços tallants i axials de les bigues corbes i els pilars en les unions.

Segons figures 4.12 i 4.13 del capítol 4, les separacions i distàncies mínimes per a comprovació de la capacitat de càrrega de les unions de la fusta, per a càrregues laterals, es veuen a la taula 5.87.

Dimensions i distàncies mínimes de les unions de les bigues corbes i els pilars	
	Biga corba (mm)
a_1 Paral·lela a la fibra	120.72
a_2 Perpendicular a la fibra	100
$a_{3,c}$ Amb compressió axial	108.91
$a_{4,t}$ Amb esforç tallant	77.97

Taula 5. 87 – Distàncies mínimes de forats en la biga corba

α és l'angle entre la direcció de la força i de les fibres. Aquest es troba amb la combinació entre forces axials de compressió i tallant:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{197.68}{332.97}\right) = 34.02^\circ$$

$$a_1 = (4 + \cos \alpha) \cdot d = 4.83d$$

$$a_2 = 4d$$

$$a_{3,t} = \max[(1 + 6 \cdot \sin \alpha)d; 4d] = 4.36d$$

$$a_{4,t} = \max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3d] = 3.12d$$

Els perns que travessen la biga corba són de 25 mil·límetres de diàmetre.

Per a perns de secció circular, el valor característic del moment plàstic s'obté amb l'equació 4.20 del capítol 4.

$$M_{y,R,k,j} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 500 \cdot 25^{2.6} = 0.65 \text{ kNm}$$

Per a perns alineats amb la direcció de la fibra i sotmesos a una component de la força paral·lela a la fibra, la capacitat de càrrega ha de calcular-se prenent un nombre eficaç, extret de l'equació 4.21. En el cas de càrrega perpendicular a la fibra, com són els esforços tallants, el nombre eficaç prendrà el valor real (n).

El valor característic de la capacitat de càrrega per a unions de doble tall amb plaques exteriors d'acer, present tant en la jàssera com en la biga corba, es calcula mitjançant l'equació 4.25 tant per a plaques primes com gruixudes.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0.5 \cdot 32 \cdot 400 \cdot 25 = 160 \text{ kN} \\ 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot 64.67 \cdot 10^4 \cdot 32 \cdot 25} = 37 \text{ kN} \end{cases}$$

La capacitat de càrrega característica eficaç d'una unió dependrà del nombre d'elements de fixació, possibilitant així una reducció de la capacitat de càrrega en funció del nombre eficaç d'elements de fixació. Aquest valor s'obté amb l'equació 4.21.

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 12 \cdot 37 = 443.92 \text{ kN}$$

Són suficients 2 fileres de 6 perns en la biga corba.

La darrera comprovació de les unions és la del trencament per tallant al perímetre. En unions entre fusta i acer, amb una component de la força paral·lela a la fibra, el valor característic de la capacitat de càrrega de trencament per tallant s'obté mitjançant l'equació 4.26 del capítol 4.

La unió correspon a tres fileres de vuit forats de diàmetre 25 amb una separació entre ells de 125 mm i 125 mil·límetres amb l'extrem:

$$R_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} = 1.5 \cdot 40000 \cdot 19.5 = 1.170 \text{ kN} \\ 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} = 0.7 \cdot 294000 \cdot 3.5 = 720,3 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t = 100 \cdot 400 = 40000 \text{ mm}^2$$

Donat que el model de fallida és del tipus k o m:

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot t = 735 \cdot 400 = 294000 \text{ mm}^2$$

Els esforços tallants afectaran a la component vertical del perímetre, i els esforços de compressió a la component horitzontal i es comprova que no fallarà per trencament al perímetre.

Projectista: Àlvar Romero

Girona, 4 de setembre de 2015