

Treball final de grau

Estudi: GRAU EN ARQUITECTURA TÈCNICA I EDIFICACIÓ

Títol:

COMPORTAMENT ESTRUCTURAL DEL SISTEMA D'ENTRAMAT LLEUGER DE FUSTA

Document: Memòria

Alumne: Gemma Sanchís i Blanco

Tutor: Miquel Llorens i Sulivera

Departament: Enginyeria Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Mecànica de Medis Continus i Teoria de les Estructures.

Convocatòria (mes/any): Juny/2023

Índex

1- Introducció	4
2- Objectius.....	6
3- Propietats de la fusta	8
3.1- Propietats físiques de la fusta:	8
3.2- Propietats mecàniques de la fusta	9
3.3- Altres propietats de la fusta.....	9
4- El sistema d'entramat lleuger de fusta.....	11
4.1- Elements i característiques del sistema	11
4.2- Tipologies d'entramats lleugers de fusta	12
4.3- Materials utilitzats.....	15
5- Parts de l'entramat lleuger segons el pla en el que es troben:.....	19
5.1- Components principals dels entramats horitzontals	20
5.2- Components principals dels entramats verticals.....	20
6- Normativa relacionada amb estructures d'entramat lleuger de fusta.	22
6.1- Normativa espanyola vigent.....	22
6.2- Marcatge CE	25
6.3- Llistat de la normativa d'àmbit d'aplicació en Espanya	26
7- Comportament estructural de l'entramat lleuger	29
7.1- Factors de la correcció de la resistència.....	29
7.2- Factors de correcció per comportament	30
7.3- Estats límits	31
7.4- Càrregues que actuen pel càlcul d'una estructura d'entramat lleuger de fusta.....	32
7.5- Diafragmes	32
8- Anàlisi estructural d'entramat lleuger a partir d'un projecte existent: bigues, jàsseres i pilars.....	36
8.1- Descripció de l'edifici.....	36
8.2- Càrregues a les que està sotmès l'edifici.....	37
8.3- Càlcul de les bigues que conformaran el forjat.....	38
8.4- Càlcul de la jàssera del pòrtic d'obertura.....	46
8.5- Càlcul del pilars que suporten la jàssera	53
9- Anàlisi de diafragmes de forjats i sostres.....	57
9.1- Comprovació del pla horitzontal	57
10- Càlcul dels muntants de l'estructura.....	61
10.1- Comprovació de la secció dels muntants	61
11- Murs de tancament	68

11.1- Càlcul de les forces d'esllavissament.	71
11.2- Càlcul de les forces de bolcada.	77
11.3- Càlcul de les forces de reacció.	80
12- Càlcul dels panells i connectors per assolir estabilitat estructural.	83
12.1- Condicions bàsiques que han de complir els murs d'entramat lleuger de fusta pel càlcul simplificat proposat per Eurocòdi 5	83
12.2 Càlcul dels connectors dels murs d'entramat lleuger de fusta.	84
13- Conclusions.....	95
14- Bibliografia.....	96
14.1 Webgrafia	96
14.2- Llibres	96
14.3- Conferències.....	97
14.4- Butlletins	97
14.5- Catàlegs	97

1-Introducció

L'entramat lleuger de fusta, "light framing", és un sistema constructiu que neix a Nord Amèrica al S.XIX, com a conseqüència de la revolució industrial, la mecanització de les serradores, la fabricació de claus en sèrie, i la necessitat de construir d'una manera ràpida. Es pot dir que és l'inici de la filosofia "redymade", és a dir, llest per muntar.

La construcció amb fusta va de la mà amb l'evolució de la humanitat ja que és un material abundant i fàcilment accessible en moltes regions del món.

Hi ha troballes arqueològiques, en les quals s'han trobat eines, que constaten que van començar a construir els primers refugis de fusta en el Neolític.

El tractat més antic que existeix de la construcció, datat del S. I aC, escrit per Marco Viturbio, enginyer i arquitecte romà, en el que parla sobre l'arquitectura i la construcció. En aquest tractat es diu que l'arquitectura ha de ser un equilibri entre tres pilars: La bellesa, la fermesa i la utilitat. El document parla de tècniques i materials de construcció. Un dels materials dels que fa referència és la fusta i descriu la composició, qualitats i usos d'aquesta, i els problemes que pot tenir amb els xilòfags. La fusta era el material més utilitzat en l'època romana per la construcció d'habitatges familiars.

La combustibilitat de la fusta sense tractar, juntament amb l'ús de llars de foc i amuntegament de llenya dins les cases per cuinar i escalfar-se, va fer que els incendis fossin molt habituals, i poc a poc, es va anar substituint el seu ús com a material de construcció en favor de l'adob i maons d'argila cuita.

Aquesta percepció negativa sobre la fusta, com a material de construcció poc segur contra el foc, ha durat fins avui a l'Europa mediterrània. És una herència que ens ve dels romans que no tenen els països del nord d'Europa, els escandinaus han tingut sempre la fusta com a principal material de construcció per les seves qualitats isotèrmiques.

Als Estats Units, que és on neix el sistema d'entramat lleuger, des de que hi van arribar els primers colons fins a dia d'avui, és el material de construcció per excel·lència.

Fins a principis del SXIX les construccions als EEUU es feien amb estructures de fusta pesades. El sistema constructiu habitual eren les estructures porticades amb pilars, jàsseres i bigues de grans dimensions. Era necessària molta mà d'obra i esforç per moure el material. Les unions de les fustes entre elles requerien mecanització i encaixos que suposaven molta dificultat tècnica, lentitud constructiva i eren necessaris operaris especialitzats per crear aquestes unions.

A principis del SXIX es va començar a buscar una manera de construir cases de forma més ràpida i econòmica. Va ser quan va néixer el sistema d'entramat lleuger anomenat "BalloonFrame". En aquell moment la fusta dimensional estava disponible ràpidament. El sistema d'entramat lleuger "balloonframe" va eliminar la necessitat d'un artesà qualificat i es va obrir a tothom la possibilitat de construir un habitatge de forma àgil i reduint considerablement el temps i les despeses de construcció.

Les primeres publicacions de com s'ha de construir amb el mètode d'entramat lleuger "ballonframe" daten de mitjans del SXIX i són publicacions comercials destinades als fusters. Les millors publicacions de pràctiques constructives en fusta sorgeixen de les tradicions difoses per la premsa popular de mitjans i finals del S.XIX.

La descripció formal i l'estandardització de les mides dels materials i dels continguts d'humitats no es documenten fins el 1910, quan el govern federal dels EEUU crea el Laboratori de Productes Forestals a Madison, Wisconsin i és llavors quan es comencen a publicar normes recolzades en la investigació.

A dia d'avui el sistema d'entramat lleuger amb fusta és el més utilitzat als EEUU i a Canadà per la construcció d'edificis unifamiliars, en un percentatge que arriba al 80% del total.

L'entramat lleuger de fusta, deriva de l'entramat pesat, però el concepte de com treballa estructuralment és nou. L'entramat lleuger de fusta està format per peces de fusta molt esveltes i fines, separades a una distància curta entre elles, de 40 a 60 cm, i queden fixades amb marcs tancats (frames) o gelosies. Tenen un component estable, però per arribar a assolir l'estabilitat general de l'estructura s'han d'arriostrar els entremats longitudinals amb els transversals.

Els elements que formen l'estructura, són peces normalitzades i certificades. És un sistema prefabricat, que es col·loca a l'obra en sec, amb unions senzilles i sense juntes. Els materials que s'utilitzen per unir els elements són claus i grapes. El grau d'especialització dels muntadors, degut a la seva senzillesa de muntatge, no ha de ser gaire elevat.



Imatge: <https://www.maderascasais.com/madera-estructural/entramado-ligero>

2- Objectius

Aquest treball l'he dividit en dues parts.

La primera part es tracta d'un document on es vol analitzar com les estructures d'entramat lleuger funcionen de manera tridimensional, on elements molt lleugers suporten càrregues elevades a base del seu repartiment i arriostament, es a dir, tota l'edificació treballa com un sol cos i és capaç de suportar els esforços que rep tant del pes propi, les càrregues i sobrecàrregues d'us, la neu i les accions horitzontals produïdes per el vent.

A partir d'un edifici ja projectat, que actualment s'està construint, es realitzaran els càlculs necessaris per dimensionar l'estructura i es comprovarà que aquesta es capaç de suportar les càrregues i sobrecàrregues que ha de suportar l'edifici i les accions horitzontals produïdes per el vent.

Es comprovarà que l'edifici tindrà estabilitat lateral davant la bolcada i l'esllavissament.

Tot aquest anàlisi es realitzarà segons la normativa actual vigent, és tracta del CTE DB SE-M, aquesta normativa està basada amb l'**Eurocòdi 5 Projectes de fusta**.

La segona part del treball està formada per uns fulls de càlcul, fets amb el programa EXCEL, els quals tenen per objectiu calcular una estructura d'entramat de fusta.

Es tracta d'un document Excel amb 10 fulls de càlcul.

Hi ha dos fulls que es titulen:

- Entrada dades estructura.
- Entrada dades murs.

Són els fulls on s'introduiran les següents dades.

- Dimensions del edifici a calcular: Alçada, llargada, amplada, número de plantes.
- Situació de l'edifici.
- Càrregues que ha de suportar l'edifici.
- Llums de les obertures que es volen deixar a la façana: Finestres, pòrtics.
- Llums de les parets de càrrega.
- Tipus de fusta que es vol utilitzar.
- Temps que ha de resistir d'exposició al foc.

El full de càlcul donarà els següents resultats:

- Dimensions de les bigues de fusta que s'han d'utilitzar.
- Dimensions de les jàsseres de fusta si són necessàries.
- Dimensions del pilars per suportar les jàsseres.
- Comprovació al foc dels elements estructurals.
- Dimensions de les bigues de bora.
- Dimensions dels muntants.
- Dimensions dels panells a utilitzar.
- Resistència dels connectors per unir els panells als muntants.

- Distància entre connectors en els diferents plans.
- Comprovació que el sistema resistirà l'acció de les càrregues a les quals està sotmès.

Tota la resta de fulls Excel que hi ha en el document són els fulls de càlcul necessaris per poder realitzar les operacions per calcular l'estructura. En aquests fulls s'ha anat explicant com s'ha realitzat el càlcul.

3- Propietats de la fusta

La fusta és un material natural, d'origen orgànic, i per tant les seves propietats no són estables ja que aquestes canvien segons:

- La direcció en la que són examinades: La fusta és un material anisotròpic, és a dir, presenta diferents comportaments físics i mecànics al llarg de les seves tres direccions: axial, radial i tangencial.
- El contingut d'humitat que tingui la fusta.
- L'espècie de fusta, el lloc on ha crescut l'arbre i fins i tot el lloc on es trobi la fusta dins el mateix arbre, degut a la seva heterogeneïtat.

3.1- Propietats físiques de la fusta:

- Duresa: És la resistència que dona la fusta envers les ratllades, el desgast, o al clavat d'objectes com els claus. La duresa varia segons l'espècie i l'edat de cada arbre.

La duresa de la fusta es pot classificar de la següent manera:

DURESSA DE LA FUSTA (Test duresaMonnin)		
Duresa	Valors	Especies
Molt toves	<1,5	Balsa-Samba
Toves	1,5-3	Ocumé, pi, avet, pollancre
Semidures	3-6	Cirerer, Iroko, noguera, faig, roure, sapel·li
Dures	6-9	Alsina, olivera
Molt dures	9-20	Vengué, jatoba

- Densitat: La densitat d'un material és la relació entre el seu volum i el seu pes. La densitat de la fusta dels arbres varia segons quina sigui la seva espècie, l'edat del arbre, el lloc on ha crescut, el nivell de radiació solar que hagi rebut durant la seva vida.

Es classifiquen de la següent manera:

DENSITAT DE LA FUSTA	
Tipus de fusta	Kg/m ³
Molt lleugeres	<400
Lleugeres	400-499
Semi pesades	500-700
Pesades	700-950
Molt pesades	>950

- Pes: És una propietat que depèn de la densitat, per tant també depèn del contingut d'humitat i de l'espècie. Hi ha altres factors que intervenen en el pes com l'edat de l'arbre, el contingut de resina, la velocitat de creixement (pesen més els arbres que creixen d'una manera més lenta).
- Deformabilitat: La fusta canvia de volum al variar el seu nivell d'humitat. Quan la fusta arriba al punt de saturació d'humitat de les seves fibres també arriba al seu màxim volum. El valor varia

entre el 25-60%, agafant, un 30% com valor efectiu. Si la fusta segueix augmentant el seu nivell d'humitat sense augmentar el volum, és quan es produeixen les deformacions.

3.2- Propietats mecàniques de la fusta

- Resistència a la compressió($F_{c,g,k}$): Hi ha la resistència a compressió paral·lela i la perpendicular a la fibra. La resistència a compressió paral·lela és molt elevada. Quan es dona una ruptura a compressió es dona per pandeig de la peça, per tant està relacionat amb l'esveltesa de la peça. A mida que augmenta el pes específic de la fusta, més gran és la resistència a compressió.
- Resistència a tracció($f_{t,g,k}$): És molt més gran en la direcció longitudinal que en la transversal a les fibres. El trencament a tracció es dona de forma instantània, actuant la fusta com un material fràgil. En la direcció perpendicular la resistència no està lligada al pes específic.
- Resistència a tallant ($f_{v,g,k}$): És la capacitat que té la fusta de resistir a forces que tendeixen a que una part del material es desplaci sobre la part adjacent a ell. Aquest desplaçament i arribat el cas, trencament, serà paral·lel a les fibres, mai perpendicular, ja que la resistència en aquesta direcció és molt més alta i la fusta es trenca sempre abans en la direcció paral·lela a les fibres.
- Resistència a flexió($f_{m,g,k}$): És gairebé inexistent en la direcció paral·lela a les fibres i elevada en la direcció perpendicular a aquestes.
- Rigidesa: (E) El mòdul de elasticitat es considera molt més elevat en la direcció paral·lela a les fibres que en la perpendicular.

3.3-Altres propietats de la fusta.

La fusta té unes altres propietats que fan que sigui un excel·lent material per a la construcció:

- Propietats tèrmiques de la fusta: La conductivitat tèrmica de la fusta és molt baixa si es compara amb altres materials de construcció tradicionals. És degut a la seva porositat i a l'absència de elèctrodes que són els que faciliten la transmissió de l'energia . A mida que augmenta la densitat de la fusta, disminueix la seva conductivitat tèrmica. Això fa que la fusta sigui un molt bon aïllant tèrmic.

Si comparem la conductivitat dels materials més tradicionals que s'utilitzen en la construcció tenim la següent taula:

CONDUCTIVITAT TÈRMICA DE MATERIALS DE CONSTRUCCIÓ	
Material	W/mK
Alumini	172
Acer	39
Ceràmica	0,82
Formigó	0,75
Vidre	0,6

Guix	0,45
Fustes frondoses	0,15
Fustes coníferes	0,11
Tauler de partícules	0,08
Tauler de fibres	0,06

- Propietats davant del sismes: Degut a la seva capacitat de deformacions elàstiques, la fusta es pot deformar abans de que es produeixi qualsevol tipus de fallada.

Al ser els edificis de fusta menys pesats que els de construcció tradicional com els edificis ceràmics o de formigó, es redueixen les forces sísmiques, ja que aquestes són proporcionals al pes de l'edifici.

La fusta permet que l'energia sísmica es dispersi mitjançant les unions i més si aquestes resisteixen deformacions elàstiques, com per exemple els claus i les grapes d'acer.

Els sistemes d'entramat lleuger de fusta, a l'estar formats per marcs repetits units amb un elevat número d'elements de connexió, proporcionen trajectes de càrrega múltiple i redundants per la resistència de les forces sísmiques.

Quan a l'entramat lleuger de fusta es contraxapen panells o s'utilitzen taulers estructurals OSB tan en els forjats com en els murs, es formen diafragmes que són excepcionals per resistir les forces sísmiques.

- Propietats davant el foc: La fusta és un material inflamable, però degut a la seva baixa conductivitat tèrmica, pot garantir l'estabilitat estructural durant més temps comparat amb el que ofereixen altres materials de construcció.

Quan hi ha un incendi, la superfície més exposada al foc es crema creant una capa carbonitzada que es converteix en un protector natural, ja que aquesta actua com un aïllant i retarda l'escalfament del nucli de la fusta.

En el sistema d'entramat lleuger, al tractar-se d'una estructura d'elements lleugers i de petites seccions, la carbonatació de la fusta és un procés que la protegirà en els elements de secció més elevada (bigues de forjats i jàsseres si n'hi ha). En canvi els muntants que tenen unes dimensions més reduïdes, la protecció al foc vindrà donada per els taulers que els revestiran, i aquests poden tenir més o menys protecció davant el foc depenent de les seves característiques i del tractament davant el foc al que se'ls hagi sotmès.

- Propietats acústiques: Degut a la seva estructura de fibres i porus, és un material que condiona i absorbeix ones sonores i evita el temps de reverberació, afavoreix el bon condicionament acústic i és un material que amortigua el so.

- Regulador d'humitat: La fusta és un material higroscòpic, és a dir, absorbeix o deixa anar humitat segons la humitat del medi ambient. Les fustes que s'utilitzen en el sistema d'entramat lleuger, han de tenir un nivell d'humitat controlat, que no superi el 19%. Per controlar-ho es fan tractaments a la fusta de control d'humitat.

- Durabilitat: La durabilitat natural de la fusta es calcula respecte al grau de resistència que posseeix una espècie determinada respecte a atacs de la humitat, fongs o insectes xilòfags. Existeixen fustes amb una durabilitat natural molt alta i no necessiten tractaments, degut a que el duramen dels arbres estan impregnats amb substàncies químiques que són eficaços preservadors. Hi ha espècies que no posseeixen aquestes qualitats, i se'ls pot aplicar solucions amb tractaments preservadors. S'estima que una casa de pi o avet tingui una vida superior als 100anys.

4- El sistema d'entramat lleuger de fusta

El sistema constructiu d'entramat lleuger està format per bigues (pilars) de fusta altes i esveltes col·locades entre si a una distància propera i modulada (30-40-60 cms), anomenats muntants i són els que suporten els forjats i la coberta, formats també per bigues de fusta, de secció variable. Tot aquest conjunt forma l'esquelet de l'edifici. Aquesta estructura adquireix estabilitat una vegada està tota ella arriostrada entre si. Aquest arriostrament s'assoleix amb els panells estructurals que a part de fer d'element arriostrant, formen les parets de tancament de l'edifici.

4.1- Elements i característiques del sistema

4.1.1- Els elements que formen el sistema d'entramat lleuger:

- Estructura principal: És la que rep el nom d'entramat , formada pels muntants, biguetes, jàsseres i encavallades.
- Estructura secundària: És la que està composta per taulers de façana, entrebigat i taulers de suport de la coberta.
- Revestiments: Són els revestiments que formen la façana, acabats de coberta, els paviments.

4.1.2- Característiques del sistema d'entramat lleuger:

- Estructura superficial en murs, forjats i coberta que al unir-se treballen com una estructura espacial.
- Està format per un elevat número d'elements de seccions reduïdes per el que es distribueix la càrrega a través de molts elements de petites dimensions.
- Les peces que formen l'estructura són normalitzades, prefabricades i certificades, per tant s'ajusten a qualitats mínimes .
- Les unions són senzilles i no hi ha mecanització en les peces ni en les unions i suposa un baix cost en la fabricació.
- Al ser les juntes senzilles no és necessària molta especialització en el muntatge del sistema constructiu.
- Sistema de construcció en sec: Execució més ràpida que el sistema tradicional de construcció humida, s'eliminen els temps d'assecatge dels materials.
- El sistema permet que hi hagi un espai per col·locar l'aïllament i un espai pel pas d'instal·lacions.
- La fusta és un material flexible i té un bon comportament davant els sismes.
- Aquest sistema, al necessitar tantes peces per al seu muntatge, necessita una gran quantitat de detalls constructius.
- Al ser un material prefabricat, és necessari un control exhaustiu de recepció de material. També és molt important el seu emmagatzematge a l'obra previ al muntatge.
- El control d'humitat del material és important per evitar que es produeixin variacions dimensionals.
- Al ser un sistema lleuger, el pes de l'edificació es redueix i per tant també les dimensions dels fonaments.

4.2- Tipologies d'entramats lleugers de fusta

- **Balloon frame:** És la primera versió d' entramat lleuger. La seva característica principal és que els muntants dels murs exteriors són continus en tota la seva alçada i que normalment és de dues plantes.
- **Platform frame** (entramat amb plataforma) És l'evolució "balloon frame". Els muntants dels murs exteriors queden interromputs en cada planta per una plataforma que també serà el forjat de la planta. Aquest canvi de sistema presenta uns avantatges que el fan un sistema molt més competitiu que el balloon frame, que actualment ja està en desús.

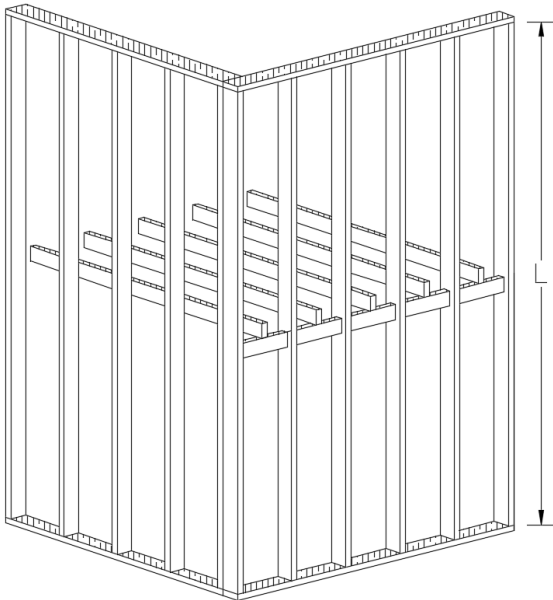
Les principals diferències entre els dos sistemes són

SISTEMES D'ENTRAMAT LLEUGER

BALLOON FRAME	PLATFORM FRAME
<ul style="list-style-type: none"> • És el sistema originari d'entramat lleuger. • Els muntants de les parets exteriors són continus en tota la seva alçada. • Les biguetes del forjat es claven en els muntans. • Execució més complicada, peces que formen muntants més llargues. • Major continuïtat entre plantes, pel que el comportament davant del foc és més vulnerable. • Més complicat aconseguir l'estabilitat de conjunt, ja que no hi ha arriostament amb el forjat. 	<ul style="list-style-type: none"> • Deriva del Balloon Frame • Els muntants de les parets exteriors no són continus en tota la seva alçada. Els muntants recolzen en la plataforma que forma els forjats. • Les biguetes recolzen sobre els muntants mitjançant bigues de vora. • Execució més senzilla, peces de menors dimensions, facilita la prefabricació i el transport. • Presenta millor comportament en la propagació del foc ja que hi ha estanqueïtat entre plantes. • L'execució és senzilla ja que es van aixecant plataformes de murs i forjats arriostrades unes a altres: Hi ha molta estabilitat.

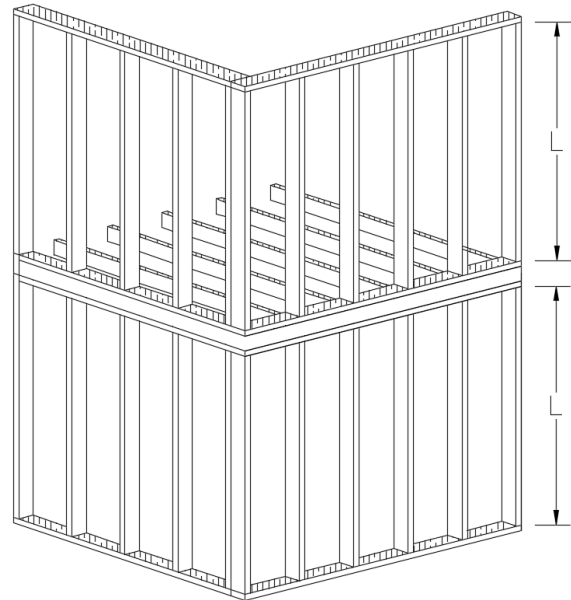
El gran inconvenient que té i va fer desaparèixer el sistema de balloon frame és el seu comportament davant el foc. És un sistema constructiu en el que els muntants de l'edifici són constants des dels fonaments fins a la coberta, per tant també hi ha una càmera d'aire al costat dels muntats que en cas d'incendi canalitza les flames i fa que el foc s'escampi ràpidament a tot l'edifici.

El gran incendi de Chicago l'any 1871 va destruir gairebé tota la ciutat, això va portar a plantejar alguna sol·lució i innovar el sistema d'entramat existent, d'aquí va sorgir el sistema de plataforma, en el qual queden desvinculades les diferents plantes de edifici i li atorga un comportament davant foc molt més efectiu.



BALLOON FRAME

Figura 1



PLATFORM FRAME

Figura 2

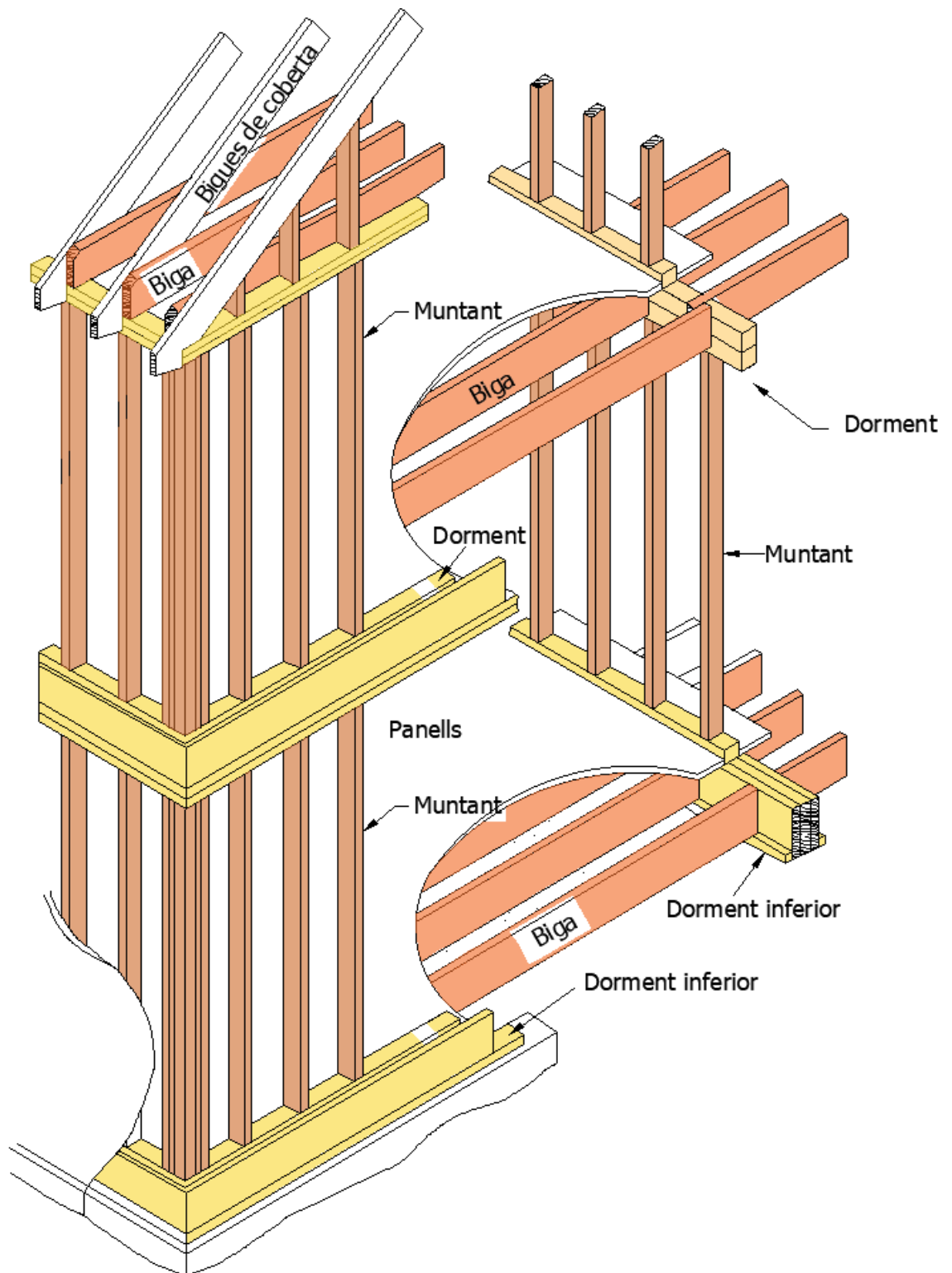


Figura3- Dibuix en autocad extret de "The comunity Engineering" i modificat parcialment.

4.3- Materials utilitzats

4.3.1- Elements lineals de fusta serrada estructural: Inclou taules, taulers, llistons, i altres elements lineals, que sempre seran de fusta massissa. Aquesta fusta serà la que s'utilitzarà per les bigues, postes, pilars, biguetes, muntants, travessers i encavallades que formaran l'esquelet de l'edificació.

Aquests elements lineals són els encarregats de transmetre les càrregues verticals de l'edifici a la fonamentació i al terreny.

El CTE la defineix com una peça massissa obtinguda del serrat de l'arbre, generalment amb una esquadria, es a dir, amb les cares paral·leles entre si i cantells perpendiculars a les cares.

Les fustes més utilitzades a Espanya per ús estructural que provenen de fusta massissa, són les procedents de les coníferes, ja que són les més habituals en el mercat, les més econòmiques i compleixen els requeriments que marca la normativa espanyola.

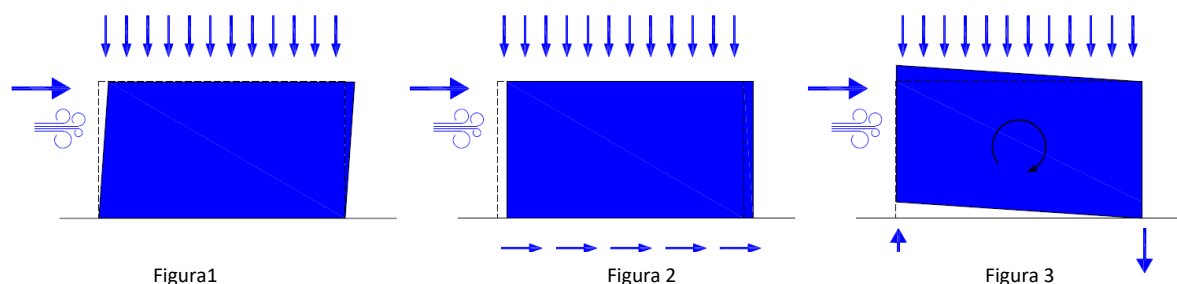
Segons el CTE, les fustes coníferes es classifiquen en les següents classes resistents: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45, C50, en les quals els números indiquen el valor de la resistència característica a flexió ($f_{m,k}$), expressada en N/mm^2

El CTE diu que degut al la gran varietat d'espècies de fusta que existeixen, les diverses procedències i les diferents normes de classificació, es recorre al sistema de classificació per classe resistent, per evitar una excessiva complexitat en les combinacions d'espècies i qualitats, i així es reuneix en un nombre limitat de grups ide forma conjunta les espècies i qualitats de propietats similars.

4.3.2- Taulers estructurals derivats de la fusta: contraxapats d'encenalls orientats: OSB, fusta microlaminada LVL, PSL, LSL.

El taulers estructurals són elements plans en els que predomina la seva longitud i amplada envers al seu espessor. En el sistema d'entramat lleuger, s'uneixen als elements lineals que formen l'esquelet estructural, arriostren els muntants i bigues i fan que el conjunt treballi com un diafragma.

Els murs en el sistema d'entramat lleuger són els que aporten estabilitat al conjunt quan es produeixen forces horitzontals degudes al vent o a sismes. Els taulers estructurals arriostren l'esquelet per impedir el desquadrament. Les accions horitzontals també poden provocar bolcament i desplaçament dels murs. Els taulers estructurals juntament amb els elements de connexió són els encarregats de donar estabilitat al sistema. També fa de suport al revestiment de la façana i protegeix el material aïllant.

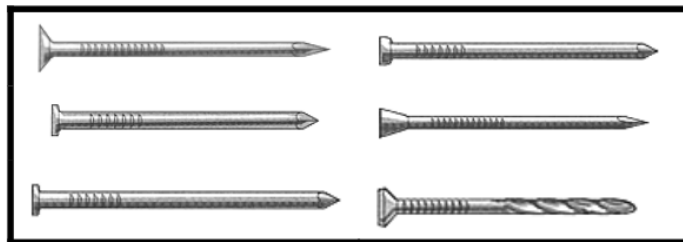


3.3.3- **Connectors metàl·lics:** El sistema d'entramat lleuger es caracteritza en que les unions dels elements estructurals són senzilles.

Els elements de fixació han de resistir els esforços horitzontals de l'estructura provocats per el vent, els sismes i aquests elements han d'assegurar que ni el conjunt estructural ni els panells es deformin. Han de garantir l'estabilitat. Els connectors estan sotmesos a esforços tallants.

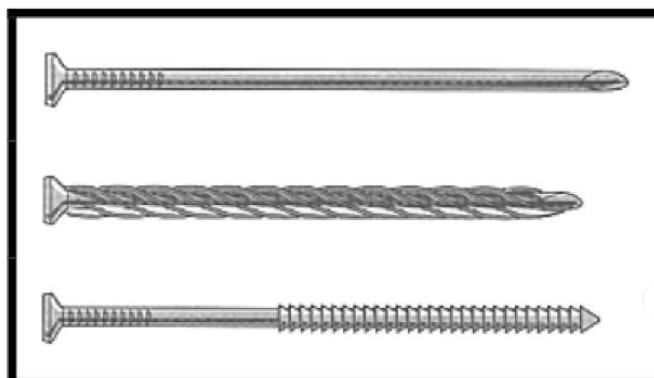
Les connexions entre els elements de fusta que formen el sistema constructiu d'entramat lleuger es poden dividir en dos grans grups.

- Fixacions de tipus clavilla: Claus, puntes, cargols de fusta o tornapuntes, grapes, perns, i passadors.
 - o Els claus o puntes, grapes, tirafons s'utilitzen com elements de connexió entre les diferents peces de fusta estructurals o entre aquestes i els ferratges utilitzats pel muntatge de l'estructura. En canvi, els perns s'utilitzaran per unir la fusta amb altres materials de diferent naturalesa com la ceràmica o el formigó. Els elements tipus clavilla treballen per fricció amb la fusta en el sentit longitudinal i per tallant en el sentit transversal. Es col·loquen a l'estructura mitjançant clavat manual o pistola. Es recomana que els claus siguin llargs i prims per evitar que la fusta s'esquerdi.
 - **Els claus** utilitzats en estructures de fusta tenen longituds que oscil·len entre els 25mm fins als 260mm, amb diàmetres que van de 2,5mm a 8mm. Els claus bàsicament s'utilitzen per la fixació dels taulers estructurals.



Imatge de diferents tipus de claus per fusta. Font: Catàleg Simpson Strong-Tie

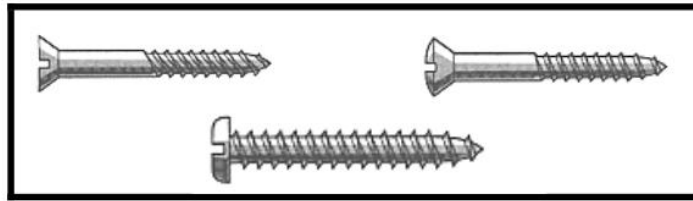
- **Les puntes** es fabriquen amb longituds de 100mm a 350mm, perquè les puntes no surtin, es recomanen que siguin tipus espiral o roscades.



Imatge de diferents tipus de puntes per fusta. Font: Catàleg Simpson Strong-Tie

- **Elstirafons** o claus per fusta estan formats per un fuste amb una zona roscada a la punta i un tram llis. Es presenten en longituds de 12 a 350mm i diàmetres de 3 a 20mm. Quan el seu diàmetre supera els

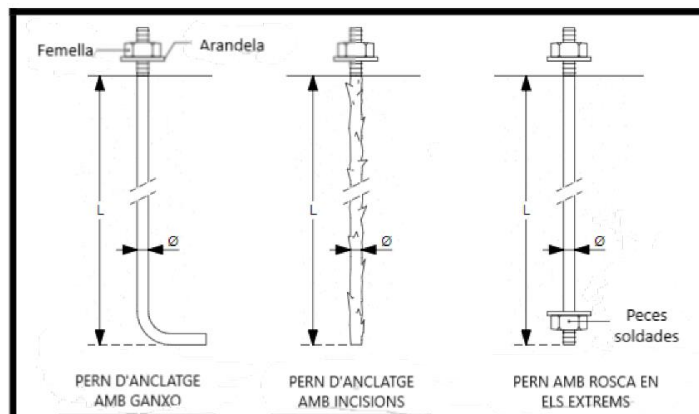
5mm, s'ha de fer un forat a la fusta amb taladro de les mateixes mides que els tirafons, o amb tirafons autoproforants.



Imatge de diferents tipus de tirafons. Font: Catàleg Simpson Strong-Tie

- Els perns són peces amb una espiga o canya cilíndrica, amb un cap en un extrem i rosca amb femella en l'altre, amb combinació d'arandeles.

Com hem dit anteriorment, s'utilitzaran per unir la fusta amb altres materials de diferent naturalesa. En estructures d'entramat lleuger de fusta s'utilitzen per unir l'estructura de fusta amb els fonaments. Es recomana que el material sigui anticorrosiu.



Tipus de perns anclatge amb formigó: Font Llibre: Sistema de plataforma con entramadoligero de madera

- Farratges o connectors: Estreps, unions ocultes, ancoratges, peus per pilars, acoblaments, plaques dentades.

Aquests farratges necessiten pel seu muntatge fixacions tipus clavilles.

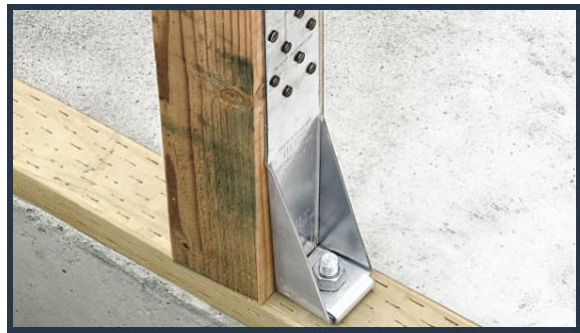
Són peces motllejades en fred de xapa d'acer de 2 a 4mm d'espessor. Han de venir definits per les següents característiques tècniques:

- Tipus: estreps, esquadres, peces unió pilar-biga, unions pilars amb fonaments, plaques dentades, etc
- Protecció en front a la corrosió.
- Resistència característica a tracció de l'acer ($f_{u,k}$)
- Dimensions i informació gràfica per la seva correcta execució.
- Tipus de fixació utilitzada per la seva connexió amb les peces de fusta (normalment fixacions tipus "clavija")

Normalment les característiques anomenades anteriorment estan tabulades i normalitzades per la firma comercial que ho subministra.



Imatge de ferratge tipus estrep.
Font: Catàleg Simpson Strong-Tie



Imatge ferratge ripus unio muntants

Els connectors metàl·lics han d'estar protegits contra la corrosió.

La taula 3.2 del DB SE-M indica quina ha de ser aquesta protecció mínima:

Elements de fixació	Classe de servei		
	1	2	3
Claus, passadors, tirafons	Cap	Cap	Fe/Zn 25c (2)
Perns	Cap	Fe/Zn 12c (1)	Fe/Zn 25c (2)
Grapes	Fe/Zn 12c (1)	Fe/Zn 12c (1)	Acer inoxidable
Plaques dentades i plaques d'acer amb gruix de fins a 3 mm	Fe/Zn 12c (1)	Fe/Zn 12c (1)	Acer inoxidable
Plaques d'acer amb gruix de 3mm a 5mm	Cap	Fe/Zn 12c (1)	Fe/Zn 25c (2)
Plaques d'acer amb gruix superior a 5mm	Cap	Cap	Fe/Zn 25c (2)

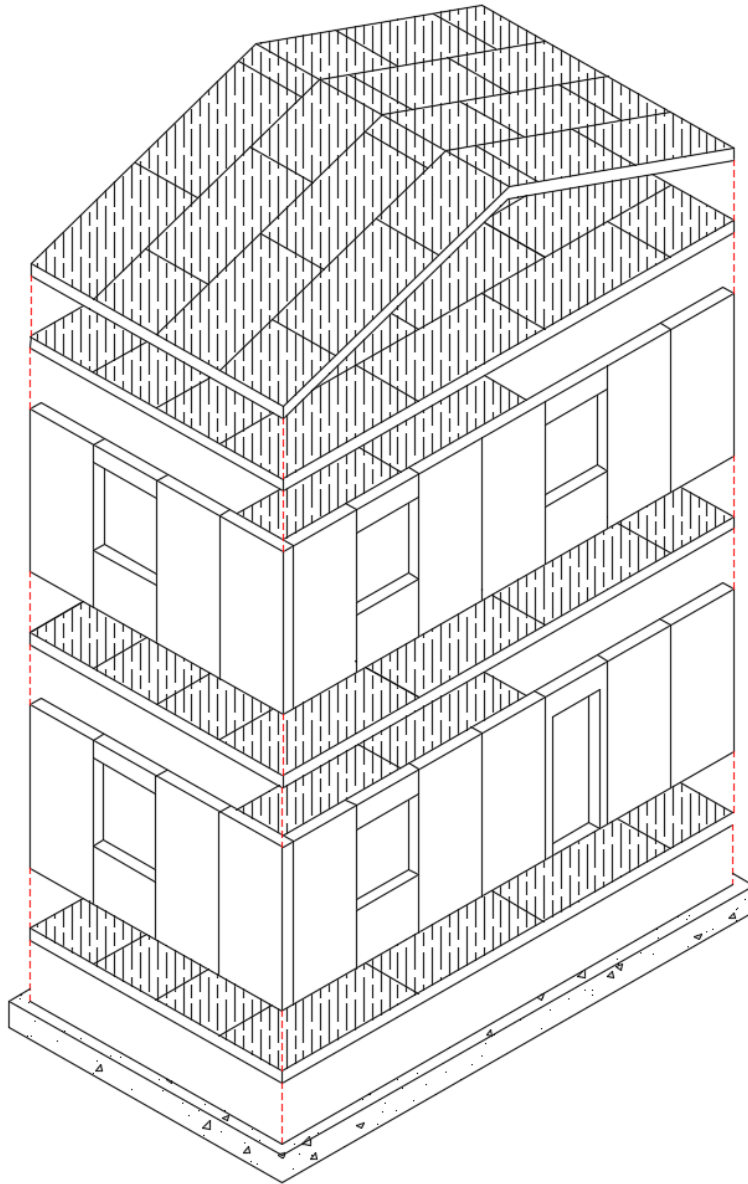
(1) Si s'utilitza galvanitzat en calent la protecció Fe/Zn 12c s'ha de substituir per Z 275, i la protecció Fe/Zn 25c s'ha de substituir per Z 350

(2) En condicions d'exposició alta a la corrosió s'ha de considerar la utilització de Fe/Zn 40c, un galvanitzat en calent més gros o acer inoxidable

5- Parts de l'entramat lleuger segons el pla en el que es troben:

Els sistema d'entramat lleuger de plataforma està format per elements verticals i horitzontals. Com a la construcció tradicional, es construeix planta per planta i els forjats serveixen per separar plantes i com a plataforma perquè es recolzin els murs i envans de la següent planta. Podem dividir el sistema

d'entramat lleuger de fusta en entramats horitzontals i entramats verticals.



La imatge és un esquema de com es munta el sistema d'entramat lleuger de fusta amb el sistema de plataforma, a sobre de la fonamentació o a sobre de murs. Es construeix un primer forjat-plataforma i a sobre es recolzen els murs formats per els muntants de fusta i els panells de tancament, de la planta baixa, sobre dels murs es munta un altre forjat-plataforma, i es va repetint fins arribar a la coberta, que pot ser plana o inclinada.

Avui en dia existeixen edificis de varies plantes amb el sistema d'entramat lleuger de plataforma.

5.1- Components principals dels entramats horitzontals

Segons en el pla horitzontal que es troben poden tenir:

- Dorments inferiors: Plataforma de fusta que absorbeix les càrregues del pes propi de l'ús, càrregues permanents i variables, transmetent-les als fonaments.
- Dorments entremitjos: És la plataforma de fusta del segon nivell que absorbeix les càrregues del pes propi o d'ús, permanents i variables, transmetent-les als envans suportants, bigues mestres o dintells.
- Dorments de coberta: És l'estructura que absorbeix les càrregues del seu pes propi i de la solució de coberta, transmetent-la als envans suportants.

Aquestes estructures, en funció de la capacitat de transmissió de les càrregues es divideixen en entramats flexibles o rígids.

Els entramats flexibles es caracteritzen per adaptar-se a l'estructura suportants però no en la recepció d'esforços horitzontals.

Els elements que formen els elements horitzontals són:

- Bigues o jàsseres: Elements estructurals o lineals que poden ser horitzontals o inclinats que salven llums i són sol·licitades per reaccions com les del pes propi, sobrecàrregues d'ús, vent, neu i muntatge. Treballen principalment en flexió i tallant. El conjunt de bigues és el que forma bàsicament la plataforma.
- Cadenetes: Són elements que es col·loquen entre bigues i reparteixen les càrregues i sobrecàrregues. La seva funció és la d'evitar que hi hagin deformacions laterals i bolcada de les bigues. Serveixen per materialitzar uns recolzaments pels taulers ortogonalment en la direcció de les bigues.
- Arriostament: És el conjunt d'elements que col·laboren en la rigidesa de les estructures de la plataforma.
- Riostres amb peces de fusta.
- Cèrcols metàl·lics.
- Taulers diagonals.
- Taulers estructurals.

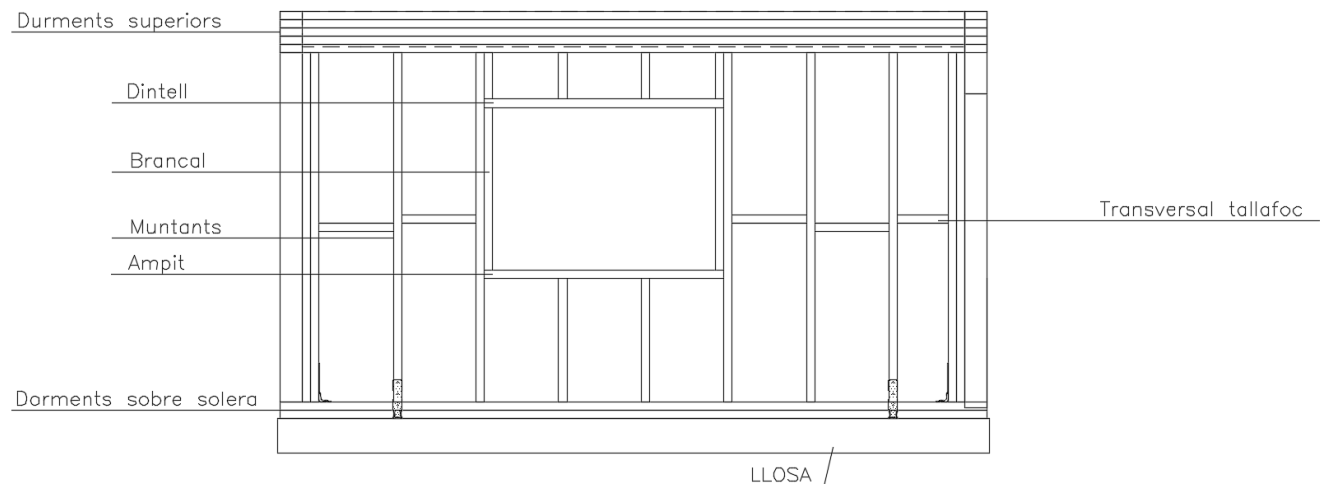
5.2- Components principals del entramats verticals:

Format per murs de tancament i els envans interiors.

- Murs de tancament: Són els que formen el perímetre exterior amb forma continua i tancada, amb una de les seves cares exposades a la intempèrie i són part de l'estructura resistent de l'edifici.
- Envans suportant interiors: Estan dissenyats per resistir càrregues en l'interior de l'edifici provinents de nivells superiors i alhora transmeten els esforços horitzontals produïts per sisme o vent i són part de l'estructura resistent.
- Envans autoportants interiors: Només fan la funció d'element separador d'espais

Components principals dels entramats verticals

- **Dorment sobre solera:** És la peça horitzontal inferior que fixa mitjançant les unions clavades totes les peces verticals de l'estructura d'entramat. La seva funció es distribuir les càrregues als fonaments. Està amb contacte amb els fonaments o amb el mur que forma el forjat sanitari, per tant ha de complir dos requisits fonamentals: resistència i durabilitat. Per tant aquests dorments han de complir els requeriments d'aïllar l'edifici de la humitat que pugui venir del suport on es recolzi (fonaments, solera, murs de formigó)
- **Muntants:** Són les peces verticals unides mitjançant les fixacions clavades entre el dorment inferior i superior. La seva funció és la de transmetre axialment les càrregues provinents de nivells superiors de l'estructura. És on es fixen els panells de tancament. Es col·loquen normalment a una distància entre 30-40-60 cms entre eix.
- **Dorment superior:** És la peça horitzontal superior que uneix mitjançant unions clavades tots els elements verticals. Transmet i distribueix els components verticals les càrregues provinents de nivells superiors de l'edifici.
- **Transversal tallafoc:** És una peça que separa l'espai entre dos muntants format per compartiments estancs independents. Tenen la funció de bloquejar l'accés dels gasos de combustió i retardar la propagació de la flama en cas d'incendi. També permet el clavat o cargolat dels revestiments verticals i ajuda a evitar el pandeig lateral dels muntants. No sempre es col·loquen.
- **Dintell:** La peça horitzontal superior que soluciona l'espai lliure sense muntants i que genera la col·locació d'una porta o finestra. La seva estructuració dependrà de la llum d'obertura i de les càrregues que rebí.
- **Ampit:** Peça horitzontal inferior que soluciona l'espai lliure que genera la col·locació d'una finestra. La seva estructura dependrà de la longitud o llum de la finestra.
- **Brancals:** Peces verticals que formen el perímetre de les portes i finestres. La seva funció es recolzar l'estructura del dintell. També té la funció de reforçar



- **Taulers estructurals:** Formen el forro exterior i es claven sobre l'entramat del mur. Proporcionen suport al revestiment, protegeixen els materials aïllants i contribueixen a l'arriostament de l'entramat. Perquè el tauler realitzi les funcions d'arriostament és imprescindible que es trobi adequadament fixat a l'entramat.

6- Normativa relacionada amb estructures d'entramat lleuger de fusta.

Fins a l'any 2006 a l'estat espanyol no ha existit cap norma específica per el càlcul d'estructures de fusta. Fins aquell moment, davant l'absència de normativa, si es volia realitzar una estructura de fusta, s'havia de recórrer a normativa o reglaments d'altres països com França (DTU, Règles C.B 71), Alemanya (DIN 1052), Regne Unit (British Standard Code of Practice CP 112: Part 2: 1971), EEUU ((NDS 86).

A Espanya, l'Associació d'Investigació Tècnica de les Indústries de la Fusta (AITIM), va publicar una proposta de norma de càlcul de les estructures de fusta que es basava principalment en la norma britànica.

Els Eurocodis estructurals són unes normes Europees, encarregades per la Comissió Europea al CEN, Comitè Europeu de Normalització. Recullen les bases pel disseny i càlcul de les diferents estructures relatives a la construcció i s'aproven inicialment com a normes europees amb caràcter experimental. Aquestes normes no són obligatòries, i donen unes pautes per realitzar el càlcul de la resistència mecànica dels elements estructurals. La seva finalitat és disposar d'unes normes europees que permetin demostrar l'acompliment dels requeriments essencials de resistència mecànica i estabilitat.

6.1- Normativa espanyola vigent.

A l'any 1988 es publica un esborrany del "Eurocodi 5", "Projecte d'estructures de fusta". En una conferència realitzada per l'arquitecte Francisco Arriaga a Luxemburgo. L'any 1995 es publica la versió espanyola del "Eurocodi5".

La primera norma espanyola per el càlcul d'estructures de fusta és el DB SE-M, Document Bàsic de seguretat estructural d'estructures de fusta, es va publicar per primera vegada en l'any 2006 dins el CTE.

El DB SE-M és un document basat en "l'Eurocodi 5".

També seran obligatoris els restes de Documents Bàsics que siguin d'aplicació alhora de construir un edifici.

La normativa que hi ha actualment a Espanya referent a les edificacions de fusta és .

- **Eurocodi 5:** Hi ha dues parts, la primera es refereix al càlcul d'estructures en situació normal i la segona part fa referència a les regles suplementaries per al càlcul d'estructures sotmeses a una acció accidental d'exposició al foc.
- **CTE DB SE-EM:** Es tracta de la primera norma espanyola per el càlcul d'estructures de fusta. La seva primera versió és al 2006.

6.1.1- Eurocodi 5: La primera part d'aquesta norma tracta dels requisits relatius a la resistència mecànica, condicions de servei i durabilitat d'estructures.

- No es consideren els aspectes relatius al aïllament tèrmic o acústic.
- No cobreix els requisits especials de càlcul sísmic, que es tracten a l'Eurocodi 8.

És una norma de caràcter voluntari, elaborada pel Comitè Europeu de Normalització, que proporciona una sèrie de mètodes comuns per calcular la resistència, i la mecànica dels elements estructurals en una obra de construcció. La seva finalitat es disposar d'unes normes europees comunes per tal de poder demostrar que compleixen uns requisits essencials de resistència mecànica i estabilitat i de seguretat en cas d'incendi.

- L'eurocodi permet que s'utilitzin mètodes alternatius de càlcul sempre que es demostrï l'equivalència en la resistència mecànica, servei i durabilitat que demana l'eurocodi.
- La fusta i els materials derivats d'aquesta han de tenir una adequada durabilitat natural d'acord amb la norma EN 350-2 per la classe de risc corresponent o haver rebut un tractament protector seleccionat d'acord amb les normes EN351-1 i EN460
- Resistència als organismes biològics:
 - o Normes UNE EN350-2: La fusta ha de tenir una adequada durabilitat natural
 - o Norma UNE EN 351-1 i EN460: la fusta ha d'haver rebut un tractament protector seleccionat
- Resistència a la corrosió dels elements de fixació metàl·lics i altres connectors estructurals deuran ser inherentment resistents a la corrosió o estar protegits contra aquesta.
 - o Norma ISO 2081

La segona part d'aquesta norma, parla de les regles generals d'estructures de fusta sotmeses al foc, a l'exposició de l'estructura a altes temperatures i dels efectes favorables dels sistemes de protecció contra el foc. La norma marca un procediment per determinar adequadament el comportament que tindrà una estructura de fusta sotmesa a l'acció del foc, i com es comportarà en un incendi real. Està basat en els resultats d'assaigs normalitzats de resistència al foc.

Els sistemes de classificació parlen de temps de resistència al foc.

Aquesta part de la norma es basa en diferents tipus de càlculs, simplificats i complexos, per calcular la situació accidental d'exposició al foc de les estructures de fusta.

6.1.2- DB SE-M: És la normativa que verifica la seguretat dels elements estructurals de fusta en edificació.

Es tracten els aspectes relatius a la fabricació, muntatge, control de qualitat, conservació, manteniment, en la mida necessària per indicar les exigències que es deuen complir amb consonància amb les bases de càlcul.

Aquesta norma es basa amb l'Eurocodi 5. Al igual que l'Eurocodi, parla dels requisits relatius a la resistència mecànica de les estructures i les seves condicions de servei i durabilitat.

FUSTA LAMINADA ENCOLADA		FUSTA MASSISSA	
HOMOGÈNEA GL24h, GL28h, GL32h, GL36h	COMBINADA GL24c, GL28c, GL32c, GL36c	CONIFERES I POLLANCRE: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C50	FRONDOSES: D30, D35, D40, D50, D60, D70

- Bases de càlcul: Segons el tipus de fusta que s'utilitzi: massissa, encolada o microlaminada, es classifiquen les fustes segons la seva resistència: Les fustes microlaminades per ús estructural

- no tenen classificació i s'haurà de subministrar amb un certificat dels valors de les propietats mecàniques que tenen.
- Factors de correcció de la resistència: Una vegada es tenen en compte els valors característics dels materials, existeixen uns valors correctors:
 - Factors de correcció de resistència:
 - Alçada: Fusta massissa, laminada i microlaminada.
 - Càrrega compartida: Fusta massissa, laminada i microlaminada.
 - Factor de volum: Fusta laminada.
 - Factor de longitud: Fusta microlaminada.
 - Factors que afecten el comportament estructural de la fusta:
 - Classe de duració de les accions.
 - Classe de servei.
 - Valor de càlcul de les propietats dels material.
 - Durabilitat de la fusta:
 - Protecció:
 - Agents biòtics.
 - Prevenció enfront agents meteorològics.
 - Durabilitat natural i impregnabilitat.
 - Protecció contra la corrosió dels elements metàl·lics.
 - Materials per estructures de fusta
 - Fusta massissa.
 - Fusta encolada.
 - Fusta microlaminada.
 - Taulell estructural.
 - Adhesius.
 - Unions.
 - Anàlisi estructural:
 - Sistemes de barres:
 - Pòrtics.
 - Estructures triangulades.
 - Arcs plans.
 - Estat límits últims:
 - Esgotament de seccions sotmeses a tensions.
 - Tracció uniforme:
 - Paral·lela a la fibra.
 - Perpendicular a la fibra.
 - Compressió uniforme:
 - Paral·lela a la fibra.
 - Perpendicular a la fibra.
 - Flexió:
 - Simple.
 - Composta.
 - Tallant.
 - Torsió.
 - Sol·licitacionsconvidades en seccions constants.
 - Estabilitat de les peces.

- Estats límits de servei:
 - Deformacions diferides.
 - Deslligament de les unions.
 - Vibracions.
- Unions: Entre peces de fusta , taulers i xapes d'acer mitjançant els diferents sistemes d'unió tals com:
 - Elements mecànics de fixació tipus clavilla.
 - Elements mecànics de fixació tipus connectors.
 - Unions tradicionals.
- Execució:
 - Materials:
 - Nivell humitat: fusta seca.
 - Si efectes de contracció no són importants és pot.
 - Detalls constructius:
 - Variacions dimensionals d'origen higrotèrmic.
 - Bones pràctiques de construcció.
- Control productes en obra:
 - Subministre i recepció dels productes.
 - Control de recepció en obra.

En Espanya existeix el Comité Técnico de Normalización 56 de Madera y Corcho (CTN56 Madera y Corcho) de AENOR que afecta la fusta serrada. D'aquí surten les següents normes UNE:

- SC-1: Madera serrada y madera en rollo.
- SC-2: Tableros derivados de la madera: Tant per ús estructural i no estructural.

6.2- Marcatge CE

- D'acord al que diu la normativa europea, des del 01/09/2007, segons la norma UNE-EN 14081, les peces estructurals de fusta que es comercialitzin dins del territori de la Unió Europea han de portar un marcatge CE. El contingut mínim que ha d'incorporar aquest marcatge és el següent:
 - Nom o marca que identifiqui la serradora o representant autoritzat
 - Informació adicional exigida o codi de referència que identifiqui la documentació que contingui aquesta informació adicional
 - Classe resistent de la fusta segons UNE-EN 1912
 - Lletres CE d'acord amb el format establert en la directiva 93/68/CE
 - Últims dígitos corresponents al any de marcatge CE
 - Número identificatiu dels organisme que certifica, si existeix
 - Contingut de la humitat en el moment de la classificació, indicant la paraula DryGraded per fusta seca ($\leq 19\%$) o Wet Graded per fusta humida ($>19-20\%$)

Productor	CE	Certificador
Còdig	DryGradedWe tGraded	Tipus de fusta

La informació addicional d'aquest marcatge portarà

- Denominació o raó social complerta de la serradora: adreça, representant autoritzat.
- Codi de l'espècie de la fusta, segons norma EN1912.
- Classe de qualitat resistent atorgada i segons quina norma.
- Classe de durabilitat i de resistència al foc.
- Número de certificat EU de conformitat i signatura del responsable de la classificació.

6.3- Llistat de la normativa d'àmbit d'aplicació en Espanya

Normativa obligatòria i no obligatòria tant a àmbit nacional com internacional.

NORMATIVA ESPANYOLA	
CTE DB SE-M. Estructures de fusta	Normativa obligatòria
Resta CTE DB	Normativa obligatòria
Eurocódigo 5 : Proyecto de estructuras de madera	Normativa no obligatòria

CTN 56 Madera y corcho →	A Espanya hi ha el Comitè Tècnic de Normalització de Fusta i Suro (CTN 56 Madera y Corcho) de AENOR, que afecta a la fusta serrada. Es desenvolupen les Normes UNE que s'agrupen de la següent manera:
SC-1 Madera aserrada y madera en rollo	Procedeix únicament les relacionades amb la fusta serrada
SC-2 Tableros derivados de la madera	Ús estructural i no estructural
SC-3 Carpinteria	No relacionada directament amb el sistema estructural
SC-4 Protección	
SC-5 Corcho	No relacionada directament amb el sistema d'entramat lleuger
SC-6 Estructuras de madera	

LEGISLACIÓ DE LA UNIÓ EUROPEA	
A la Unió Europea hi ha cinc Comitès Tècnics de normalització que desenvolupen les normes EN i són:	
CENT/TC33 Puertas, ventanas, persianas, herrajes, puertas industriales	No procedeix
CENT/TC38 Protección de la madera	
CENT/TC 112: Taulers derivats de la fusta	
CENT/TC 175: Madera en rollo y aserrada	Fusta d'ús no estructural: No procedeix
CENT/TC 124: Estructures de fusta	Relacionat amb estructures de fusta

CENT/TC 140: Eurocòdigs	
NORMES INTERNACIONALS	
Normes ISO: Existeix una normalització estàndard internacional, de caràcter més general, relaxada en les normes ISO	
ISO/TC 89	Taulers derivats de la fusta
ISO/TC 165	Estructures de fusta
ISFO/TC 218	Fusta
LEGISLACIÓ ESPANYOLA	
UNE 56-544	Classificació visual de la fusta serrada per ús estructural

LEGISLACIÓ EUROPEA	
UNE-EN 336: 2014	Madera estructural. Medidas y tolerancias
UNE-EN 338: 2016	Madera estructural. Clases resistentes
UNE- EN 380: 1998	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Principios generales para los ensayos de carga estática.
UNE-EN 383: 2007	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Determinación de la resistencia al aplastamiento y del módulo de deformación por aplastamiento de los elementos tipo clavija.
UNE-EN 384: 2019	Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad.
UNE-EN 408: 2012	Estructuras de madera. Maderamaciza y madera laminada encolada. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.
UNE-EN 409: 2009	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Determinación del momento en el límite elástico.
UNE-EN 594:2011	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Método de ensayo para la determinación de la resistencia y rigidez al descuadre de los paneles de muro de entramado.
UNE-EN 595: 1996	Madera estructural. Clasificación. Requisitos para madera clasificada mecánicamente y para las máquinas de clasificación.
UNE-EN 596: 1996	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo de choque por cuerpo blando y pesado sobre los paneles entramados de madera
UNE-EN 1075:2015	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Uniones realizadas con conectores metálicos de placa dentada.
UNE-EN 1195: 1998	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Comportamiento del cerramiento estructural del forjado.
UNE-EN 1380: 2009	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Uniones estructurales clavadas.
UNE-EN 1383: 2016	Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Resistencia a la incrustación en la madera de la cabeza de los elementos de fijación.
UNE-EN 1912: 2012	Madera estructural. Clases resistentes. Asignación de especies y calidades visuales.
UNE-EN 13377: 2002	Viguetas prefabricadas de madera para encofrados. Requisitos, clasificación y evaluación.

UNE-EN 13556: 2004	Madera aserrada y madera en rollo. Nomenclatura de las maderas utilizadas en Europa.
UNE- EN 14081: 2020	Estructuras de madera. Madera estructural con sección transversal rectangular clasificada por su resistencia. Parte 2: Clasificación mecánica. Requisitos complementarios para los ensayos de tipo.
UNE-EN 14251: 2004	Madera en rollo estructural. Métodos de ensayo.
UNE-EN 14358: 2016	Estructuras de madera. Determinación y verificación de los valores característicos
UNE-EN ISO 8970: 2020	Estructuras de madera. Ensayos realizados con elementos de fijación mecánicos. Requisitos para la densidad de la madera.

NORMES HARMONITZADES

També hi ha les Normes Harmonitzades (prEN) que regulen tots els temes relatius al marcatge CE. S'elaboren de forma específica per cada tipus de producte o família de producte. Són d'obligat compliment.

EN 15497	Fusta estructural amb empalmament d'unió dentada en fusta estructural. Requisits de fabricació.
EN 14250	Requisits de producció per encavallades prefabricades ensamblades amb connectors de plaques dentades.
EN 14374	Fusta laminada estructural.
EN 13986	Taulers derivats de la fusta per utilització en la construcció.
EN 14080	Estructures de fusta. Fusta laminada encolada i fusta massissa encolada.
EN 14545	Estructures de fusta. Connectors. Requisits.

7- Comportament estructural de l'entramat lleuger

Tal i com s'ha comentat en l'apartat anterior de NORMATIVA, les estructures d'entramat lleuger han de complir amb el CTE DB SE-M.

La norma, en el apartat 2, "bases de càlcul", desenvolupa unes regles amb caràcter general en seguretat estructural per el cas d'elements estructurals de fusta.

Com a criteri general s'agafen els valors característics de les propietats del materials que es defineixen en el capítol 4 de la Norma: "Materials" i es troben els valors numèrics en els annexes D i E, al final del document SE-M.

7.1- Factors de la correcció de la resistència.

Són uns factors que modifiquen els valors de càlcul característics de la fusta depenent de diferents factors. En el cas del càlcul d'estructures d'entramat lleuger de fusta, s'utilitzaran els següents factors de correcció:

- Factor de majoració alçada segons la dimensió de la peça: Per fusta massissa serrada estructural s'aplicarà un coeficient de majoració dels valors característics segons la dimensió del canto de la peça, ja que les característiques resistents augmenten lleugerament si la seva secció és menor.
 - o Si la fusta és massissa, el factor de majoració d'alçada vindrà definit per la següent expressió:

$$Kh = \left(\frac{150}{h}\right)^{0.20} \leq 1,30$$

- o Si la fusta és laminada, és calcularà:

$$Kh = \left(\frac{600}{h}\right)^{0.10} \leq 1,10$$

Kh= Coeficient alçada.

h= Canto de la peça de fusta serrada o laminada.

El factor alçada s'utilitzarà per calcular les bigues dels forjats que formen l'estructura, les jàsseres i les bigues de vora o dorments que formen l'estructura de l'edifici.

- Factor de càrrega compartida: Ja que analitzem un sistema estructural format per peces iguals i separades per una mateixa distància que es troben unides transversalment a una altra estructura secundària que a més d'arriostrar distribueix les càrregues, per tant la resistència de càlcul de les peces de fusta es multiplica per un factor anomenat factor de càrrega compartida (k_{sys}).

$k_{sys}=1,1$ quan es compleixi: el sistema de distribució de càrregues sigui capaç de transferir les càrregues d'un element a altres que estiguin el les seves proximitats

7.2-Factors de correcció per comportament:

- Duració de l'acció: Es considerarà i s'especificarà la classe de duració de les càrregues a les que les estructures estan sotmeses, ja que la resistència de la fusta serrada està condicionada a la duració de les accions.
S'estableixen 5 diferents classes de duració de les càrregues a les quals se'ls assignen unes accions en particular, establertes en la següent taula:

Classes de duració de les accions		
Classe de duració	Duració aproximada acumulada de l'acció en valor característic	Acció
Permanent	més de 10 anys	Permanent, pes propi
Llarga	de 6 mesos a 10 anys	Estintolaments o estructures provisionals no itinerants
Mitja	de 1 setmana a 6 mesos	Sobrecàrrega de ús: neu en localitats de >1.000m
Curta	menys d'una setmana	Vent; neu en localitats de <1.000m
Instantània	alguns segons	Sisme

Taula extreta del CTE DB SE-M Taula 2.2

- Classes de servei: Es definirà el tipus de construcció en funció de la seva exposició a la humitat ambiental, depenent d'aquesta se li assignarà una de les classes de servei definides en CTE DB SE-M

Classes de servei			
	Contingut en humitat corresponent a temperatures 20°±2°	Humitat equilibri higroscòpic mig en majoria coníferes	Ambient exposició
Classe servei 1	Humitat >65% només unes setmanes a l'any	≤12%	Interior
Classe servei 2	Humitat >85% només unes setmanes a l'any	≤20%	Ambient exterior cobert
Classe servei 3	Situacions amb continguts d'humitat superiors a les de la classe 2	>20%	Ambient exterior no cobert

- Valors de càlcul

Valor de càlcul de les propietats dels materials (X_d)

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

- X_k =Valor característic de la propietat del material
- γ_M =Coeficient parcial de seguretat
- K_{mod} = Factor de modificació (depèn de la classe de duració de la càrrega i de la classe de servei)

Coeficients parcials de seguretat per el material (γ_M)	
Situacions persistents i transitòries	
Fusta massissa	1,30
Fusta laminada encolada	1,25
Fusta microlaminada, tauler contraxapat, OSB	1,20
Tauler de partícules i tauler de fibres	1,30
Unions	1,30
Plaques clau	1,25
Situacions extraordinàries	
Tots	1,00

Taula extreta del CTE DB SE-M Taula 2.3

Valors de factor K_{mod}						
Material	Classe de servei	Classe de duració de la càrrega				
		Permanent	Llarga	Mitja	Curta	Instantània
Fusta massissa, laminada, microlaminada	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Tauler contraxapat	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Tauler OSB	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	3	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90

Taula parcial extreta del CTE DB SE-M Taula 2.4

7.3- Estats límits

És aquella situació particular en el que es troba l'estructura o un element estructural que la conforma i en el cas de ser sobrepassat, aquella estructura deixaria de posseir les condicions requerides per les que va ser dissenyada i executada.

Segons el CTE existeixen 2 casos d'estats límits.

- Estat límit últim (ELU): Serà el estat que al ser sobrepassat originarà la ruptura de la peça o l'enfonsament de l'estructura
- Estat límit de servei (ELS): Serà d'estat en el que si no s'han respectat les condicions establertes, compromet l'estabilitat de les peces i de l'estructura en general.

Verificació de la seguretat: Les càrregues es multiplicaran per un coeficient de seguretat que serà:

- 1,35 per càrregues permanents.
- 1,50 per càrregues puntuals o d'ús.

7.4 Càrregues que actuen pel el càlcul d'una estructura d'entramat lleuger de fusta.

- Accions verticals:
 - o Càrregues permanents:
 - Pes propi.
 - Càrrega d'envans.
 - Sobrecàrrega permanent.
 - o Càrregues variables:
 - Sobrecàrrega d'ús.
 - Sobrecàrrega de neu.
- Accions horitzontals:
 - o Accions produïdes per la força del vent.
 - o Accions produïdes per la força dels sismes.

7.5- Diafragmes (DBSE-M 10.4)

7.5.1- Diafragmes de forjat i coberta: El diafragma és el conjunt estructural horitzontal en forjats o inclinat en cobertes inclinades, d'espessor petit respecte de les seves altre dues dimensions, amb capacitat de treballar sota forces contingudes en el seu propi pla (seran les forces sísmiques i les del vent), i transmetre les càrregues a la resta d'elements verticals.

Aquests diafragmes treballen a flexió- tallant.

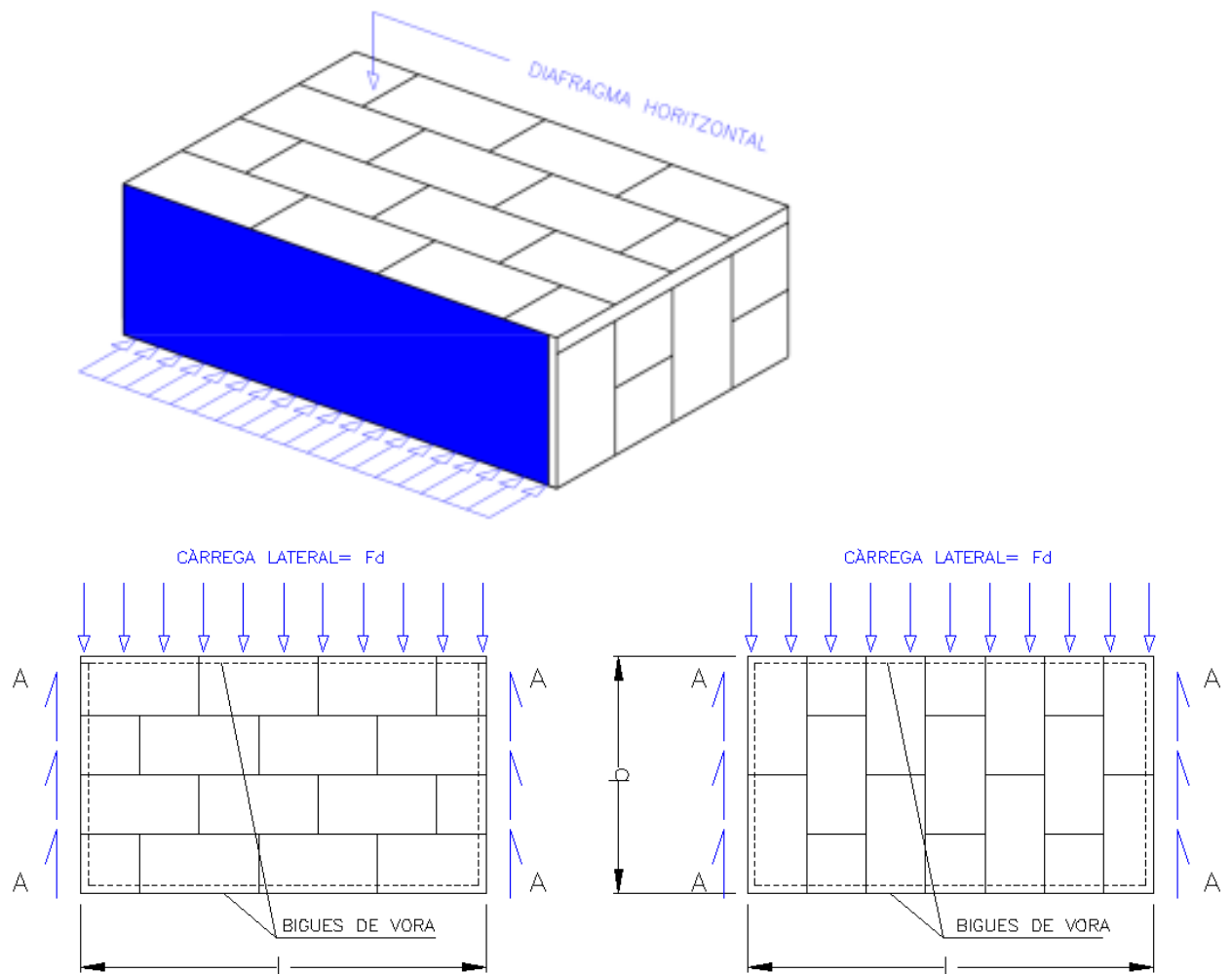
La capacitat resistent a càrregues laterals dels diafragmes de fusta depèn de la disposició i distanciament de l'entramat, del tipus de revestiment i del seu sistema de fixació.

Els diafragmes han de ser suficientment rígids per limitar els desplaçaments laterals, reduir l'amplitud de vibració i proporcionar arriostament a altres elements de l'estructura evitant el pandeig lateral.

La norma DBSE-M diu que es pot realitzar un càlcul simplificat en diafragmes simplement recolzats sol·licitats per una càrrega uniformement repartida quan es compleixen les següents condicions:

- Els diafragmes simplement recolzats de forjat i coberta, formats per taulers estructurals units al entramat de fusta mitjançant elements mecànics de fixació.
- La llum L , ha de variar entre $2b-6b$. Sent b el canto del diafragma.
- La fallada del diagrama és degut als mitjans de fixació i no al tauler.
- Els panells es fixaran de la següent manera:
 - o Els elements d'unió han de ser: claus anellats, claus corrugats tirafons.
 - o Separació màxima entre els elements d'unió 150mm a lo llarg de les vores del tauler.

- En les línies internes d'espaiament màxim no es superaran els 300mm. Els cordons de vora han de projectar-se per resistir l'esforç axial de tracció o compressió N , derivat del moment flector.



$$\rightarrow N = M/b \quad \rightarrow M = ql^2/8$$

Suposant que les tensions tangencials degudes als esforços tallants que actuen sobre el diafragma es reparteixen uniformement en tot el canto.

Si els panells es disposen a trencajunts, la separació entre claus en les vores discontinues de trobada entre panells es pot incrementar un 50% més fins a un màxim de 150mm, sense aplicar reducció alguna en la capacitat de càrrega. És recomanable la col·locació dels taulers a trencajunts.

7.5.2- Diafragmes de murs

En el càlculs d'estructures d'entramat lleuger de fusta, els murs són els encarregats d'aportar l'estabilitat lateral al conjunt. Les forces laterals són les que es produeixen amb el vent o per sismes.

- Han de transferir:
 - o Càrrega vertical al terra
 - o Càrrega horitzontal al terra

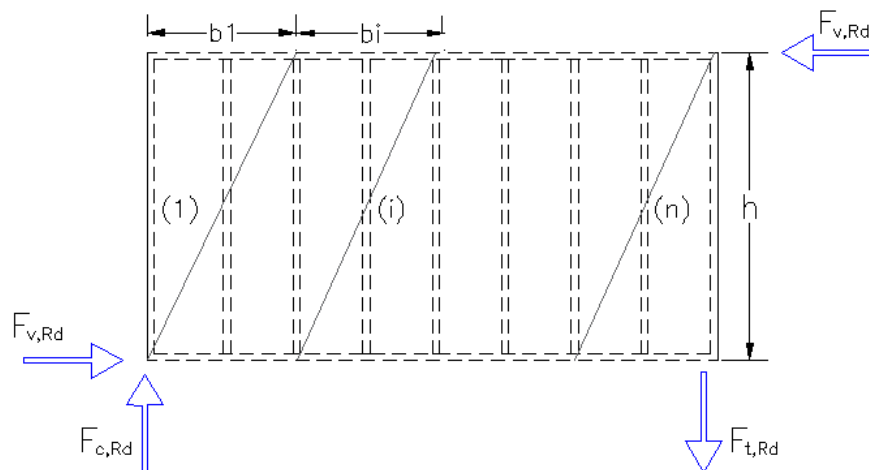
La resistència al desquadrament ($F_{v,Rd}$) dels murs d'entramat s'assoleix garantint l'efecte diafragma vertical (arriostrament – rígides). Per tal de poder-se garantir, els taulers han d'estar units en tot el seu perímetre a l'entramat de fusta mitjançant elements mecànics de fixació.

La norma DBSE-M diu que hi ha dos maneres de determinar la resistència al desquadrament:

- Mitjançant resultats d'assajos de prototips segons norma UNE-EN 594:2011
- Mitjançant l'anàlisi simplificat.

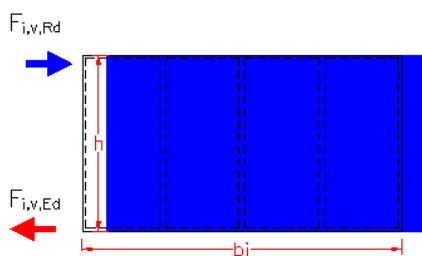
Anàlisi simplificat: Segons la norma DBSE-M es pot realitzar un càlcul simplificat del diafragma de mur si es compleix:

- La separació entre els elements de fixació és constant al llarg del perímetre de cada taulell.
- L'amplada de cada taulell és igual superior a $h/4$
 - o b_i = longitud
 - o h = alçada
 - o $F_{v,Rd}$ =Resistència al desquadrament



Els murs que formen els entramats lleugers de fusta han de suportar les forces d'esllavissament, les forces de bolcada i les forces de reacció.

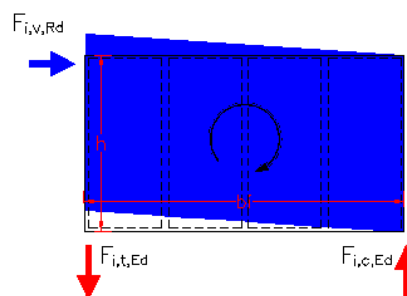
FORCES D'ESLLAVISSAMENT



Equilibri de F. Horitzontals

$$F_{i,v,Rd} = F_{i,v,Ed}$$

FORCES DE BOLCADA



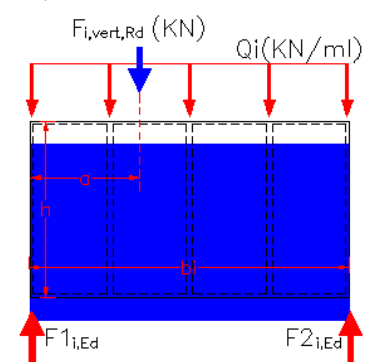
Equilibri de Moments

$$F_{i,v,Rd} \cdot h = F_{i,t,Ed} \cdot b_i$$

Aïllem la reacció vertical

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i}$$

FORCES DE REACCIÓ



Equilibri de F. Verticals

$$F_{1,i,Ed} = \frac{Q_i \cdot b_i}{2} = \frac{F_{i,vert,Rd} \cdot (b_i - a)}{b_i}$$

$$F_{2,i,Ed} = \frac{Q_i \cdot b_i}{2} = \frac{F_{i,vert,Rd} \cdot (a)}{b_i}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} * b_i * c_i}{s}$$

$F_{v,Rd}$ = Valor de càlcul de la capacitat de càrrega lateral per element de fixació

s_0 = Separació entre elements de fixació

b_i = amplada del mòdul

$c_i = 1 \rightarrow$ si $b_i \geq h/2$

$c_i = b_i/(h/2) \rightarrow$ si $b_i < h/2$

8- Anàlisi estructural d'entramat lleuger a partir d'un projecte existent: bigues, jàsseres i pilars.

Per poder analitzar en profunditat el sistema estructural d'entramat lleuger, hem escollit un projecte d'obra nova d'una edificació que actualment s'està construint.

Aquest projecte, "PROJECTE D'OBRA NOVA D'UN APARTHOTEL" situat a Llafranc, està realitzat per l'estudi d'arquitectura NORDEST ARQUITECTURA SLP, al qual s'ha demanat autorització per poder fer aquest treball.

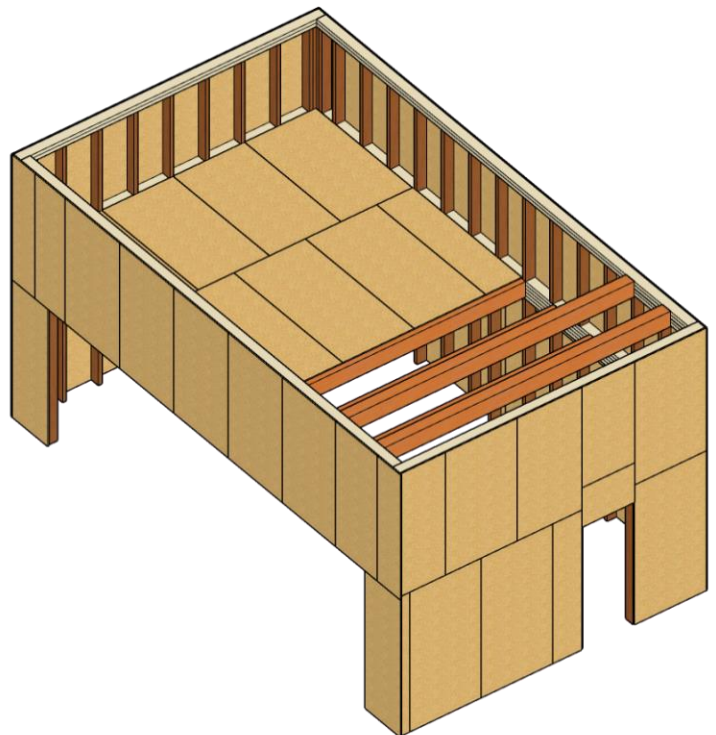
Es tracta d'un complex d'edificis per ús hotel·ler. Són petites edificacions de forma rectangular formades per 2 plantes, una planta semisoterrada, amb murs de contenció de formigó armat i planta superior executada amb sistema d'entramat lleuger de fusta. Cada planta serà un apartament diàfan tipus loft. En total 4 edificis i 8 apartaments.

Aquestes quatre edificacions, són totes iguals, per tant analitzarem només una d'elles.

En el anàlisi estructurals obviarem el càlcul dels fonaments i dels murs de formigó armat d'on arrenca el sistema d'entramat lleuger. No és objecte d'aquest treball cap càlcul que no sigui el dels elements que componen l'estructura de fusta.

8.1- Descripció de l'edifici

- Forma rectangular diàfan amb una petita paret interior que separarà la cambra higiènica de la resta de l'estança.
- Mides exteriors de cada planta situada en PB: 5,58x5,17m.
- Superfície útil interior dels apartaments: 39,5m²
- Alçada lliure interior: 2,70m.
- Alçada lliure de la PB: 2,60m amb un espai de 1,21m que té una alçada més alta (4,20m) per poder posar una finestra per entrada de llum.
- Coberta plana amb peto perimetral format també amb entramat lleuger de fusta i acabat, ai igual que tota la façana amb taulers de OSB. El peto/barana de la coberta, tindrà la mateixa alçada que la part de sostre més alt de l'edifici, i estèticament, des de l'exterior no es podrà diferenciar els dos nivells de forjat i es veurà com un cub.



Dibuix en 3D de l'edifici en el que es veu part entramat lleuger i part de tancaments amb panells OSB

- La façana principal estarà format per una gran balconera.

Materials utilitzats per la construcció de l'estructura de l'edifici:

- Bigues, jàssera, muntants i dorments: Fusta laminada GL-24.
- Panells de tancament de OSB.
- Connectors metàl·lics per el clavat dels panells.

8.2 Càrregues a les que està sotmès l'edifici.

S'han agafat les mateixes càrregues que el projecte original que es resumeixen en la següent taula.

- Accions verticals

Pes propi	1,00KN/m ²	
Càrregues permanents	2,00KN/m ²	
Sobrecàrrega envans	0,00KN/m ²	
Carrega permanent		3KN/m ²
Sobrecàrrega d'us	1,00KN/m ²	
Càrrega variable	1,00KN/m ²	
Càrrega variable		2KN/m ²
TOTAL		5KN/m ²

- Accions a horitzontals: El vent juntament amb el sisme son les principals accions horitzontals que actuen en els edificis.

8.2.1 Vent- S'ha de calcular l'acció del vent a la que estarà sotmesa l'edifici segons CTE DB SE- AE en el punt 3.3.2 Acció del vent.

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

q_b = pressió dinàmica del vent. → $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$ en poblacions de Catalunya segons CTE DB SE- AE.

c_e =Coeficient exposició, variable des de l'alçada considerada: Es consideraran els valors de zona III de la taula 3.4 del CTE DB SE-AE : zona rural accidentada o plana amb alguns obstacles aïllats com arbres. Els valors del vent van variant en un edifici de varies plantes i a mida que l'alçada del punt considerat va augmentant.

c_p =Coeficient eòlic o de pressió: Extret de Taula 3.4 Valors del coeficient d'exposició c_e , extreta del CTE DB SE-AE

Força del vent, alçada edifici 4,5m				
	$q_b \text{ (kN/m}^2\text{)}$	c_e	c_p	$q_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Direcció longitudinal	0,52	2,1	0,8	0,9
Direcció transversal	0,52	2,1	0,8	0,9

La càrrega del vent, al ser una força variable, en el moment de fer el càlcul estructural, es multiplicarà per el coeficient de seguretat de 1,5.

8.2.2 Sisme: Es realitzarà un anàlisi lineal de l'acció del sisme segons la norma de construcció sismorresistent NCSR-02

La norma diu que en construccions d'importància normal amb pòrtics ben arriostrats entre si en totes les direccions, no és obligatori aplicar la norma sempre i quan l'edifici tingui menys de 7 plantes i l'acceleració sísmica bàsica sigui inferior a 0,08g.

En l'edifici del anàlisi no s'ha d'aplicar la norma sismoerresistent ja que:

- Te menys de 7 plantes.
- L'edifici està projectat a Llafranc, on l' acceleració sísmica està entre 0,04 i 0,08g.
- El sistema d'entramat lleuger de fusta té totes les peces que formen l'estructura arriostrades mitjançant els panells de tancament de façana i de coberta, es a dir, es troba ben arriostrat en totes les direccions.

8.3- Càlcul de les bigues que conformaran el forjat.

Com el projecte ja ve definit amb les seccions de les bigues, jàssera, pilars, muntants, i taulers, realitzarem tot el càlcul estructural amb les seccions que diu el projecte.

Per començar a realitzar el càlcul estructural, a partir de les càrregues permanents i variables que suportarà l'estructura de l'edifici, es calcula la secció de les bigues que formaran el forjat.

Dades de projecte

- Llum de les bigues: 4,80m
- Classe de servei: 1
- Duració de la càrrega: Permanent
- Entre-eix de les bigues: 0,80m
- Secció de les bigues que han escollit en el projecte (bxh)= 180x260mm

Propietats físiques de la fusta laminada GL24. Els valors els dona el CTE DB SE-M:

- Propietats físiques de la fusta laminada GL24. Els valors els dona el CTE DB SE-M:
- Flexió(F_{mgk}): 24 N/mm².
- Tallant(F_{vgk}):2,7 N/mm².
- Mòdul elasticitat paral·lel mitjà ($E_{0,g,mitjà}$)=11,6KN/mm².
- Mòdul elasticitat paral·lel 5% percentil ($E_{0,g,k}$)=9,4KN/mm².
- Mòdul transversal mig ($G_{g,mitjà}$)=0,72 KN/mm².

Factors de correcció:

- Coeficient de seguretat Y_M . Aquest valor varia segons el tipus de fusta que sigui. Per fusta laminada:
 - o $Y_M = 1,25$

- K_{mod} : Depen de la classe de servei i de la duració de la càrrega.
 - $K_{mod}=0,6$
- Factor d'alçada: Factor alçada (k_h):. Afecta als valors de $f_{m,g,k}$ i $f_{t,g,0,k}$

$$K_h = 1,087$$

$$k_h = \left[\frac{600}{h} \right]^{0,10} \quad k_h = \left[\frac{600}{260} \right]^{0,10} = 1,087$$

- $K_{sys} = 1,1 \rightarrow$ Quan un conjunt d'elements estructurals a flexió similars disposats a intervals regulars es troben transversalment connectats a través d'un sistema continu de distribució de càrregues, les propietats resistents característiques dels elements del conjunt poden multiplicar-se per un factor anomenat de càrrega compartida K_{sys} .

Sempre que el sistema de distribució de càrregues sigui capaç de transferir les càrregues d'un element a un altre que estigui en les seves proximitats, es pot agafar un valor de k_{sys} de 1,1; sinó $k_{sys}=1$ Càlcul de la resistència a càlcul a flexió que pot suportar la biga ($f_{m,d,g}$)

8.3.1 Es calcula la resistència a càlcul a flexió que pot suportar la biga ($f_{m,d,g}$)

$$f_{m,g,d} = \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_h * k_{sys}$$

$$f_{m,g,d} = \frac{24}{1,25} * 0,6 * 1,087 * 1,1 = 13,77 \text{ kN/mm}^2$$

8.3.2 Es calcula la resistència a càlcul de tallant que suporta aquest tipus de fusta ($f_{v,g,d}$)

$$f_{v,g,d} = \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod}$$

$$f_{v,g,d} = \frac{2,7}{1,25} * 0,6 = 1,3 \text{ kN/mm}^2$$

8.3.3 Es calcula el estat límit últim ELU

$$q_{ELU} = Q_{per} * 1,35 + Q_{var} * 1,5 = 3 * 1,35 + 2 * 1,5 = 7,05 \text{ kN/m}^2$$

Es busca la càrrega per ml, multiplicant per entre-eix de les bigues

$$q_{ELU,ml} = 7,05 * 0,8 \text{ m} = 5,64 \text{ kN/m}$$

8.3.4 Es calcula el moment flector, que en una biga recolzada es troba amb la fórmula

$$M = \frac{q_{ELU,ml} * l^2}{8} = \frac{5,64 * 4,80^2}{8} = 16,24 \text{ kN/m}$$

8.3.5 Càlcul de l'esforç tallant

$$V = \frac{q_{ELU,ml} * l}{2} = \frac{5,64 * 4,80}{2} = 13,54 \text{ kN/m}$$

8.3.6 Es fan les comprovacions tensionals per la secció de les bigues de 180x260:

- Les tensions Normals (σ)

$$\sigma = \frac{M}{W_y} < f_{m,g,d}$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{180 * 260^2}{6} = 2.028.000 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{16,24 * 10^6}{2,28 * 10^6} = \frac{8,007 \text{ N}}{\text{mm}^2} < \frac{13,77 \text{ N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{COMPLEX}$$

- Tensions tangencials:

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * h} < f_{v,d}$$

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{13,54 * 10^3}{180 * 260} = 0,434 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tallant} \rightarrow f_{v,d} = \frac{f_{v,g,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2,7 * 0,6}{1,25} = \frac{1,3 \text{ N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{COMPLEX}$$

8.3.7 Càlcul de deformacions

Una peça es considera suficientment rígida si per qualsevol combinació característica, considerant únicament les deformacions posteriors a la col·locació de l'element en obra la fletxa és menor de l'exigència del CTE DB SE 4.3.3.1 (Fletxes)

EXIGÈNCIA	CONVINACIÓ	CASOS
L/500	Característica considerant només les deformacions que es produeixen després de la posta en obra de l'element	Forjats i cobertes amb envans o amb paviments rígids sense junts
L/400		Forjats i cobertes amb envans o amb paviments rígids amb junts
L/300		Resta de casos

L/350	Característica considerant solament les acció de curta durada	Confort
L/300	Quasi permanents	Aparença

- El cas que estem analitzant ha de complir L/300: resta de casos, ja que tenim forjat sense envans i paviment flexible
- També ha de complir la L/350 per el requeriment del confort.

La component diferida d'un desplaçament δ_{dif} , es determina a partir de l'expressió:

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

δ_{ini} =Desplaçament elàstic.

Ψ_2 =Coeficient de simultaneïtat que s'obté de la taula 4.2 CTE DB SE. Per les càrregues permanents $\Psi_2=1$

k_{def} =Factor de fluència en funció de la classe de servei.

Segons CTE DB SE-M i CT DB SE, es treuen els valors de les següents taules:

Coeficients correctors K_{def}			
Material	Classe de servei		
	1	2	3
Fusta massissa	0,6	0,8	2
Fusta laminada encolada	0,6	0,8	2
Fusta microlaminada (VL)	0,6	0,8	2

CTE-DB SE-M (Taula 7.1)

Coeficients de simultaneïtat Ψ			
Coeficients de simultaneïtat	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecàrrega superficial d'ús (Categoria s/DB SE AE)			
Zones residencials (Categoria A)	0,7	0,5	0,3
Zones administratives (Categoria B)	0,7	0,5	0,3
Zones destinades al públic (Categoria C)	0,7	0,7	0,6
Zones comercials (Categoria D)	0,7	0,7	0,6
Zones de trànsit i d'aparcament de vehicles lleugers amb un pes total inferior a 30kN (Categoria E)	0,7	0,7	0,6
Cobertes transitables (Categoria F)			

Cobertes accessibles únicament per manteniment (Categoria G)	0	0	0
Neu			
Per altituds >1000m	0,7	0,5	0,2
Per altituds ≤1000m			
Vent	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Accions variables del terreny	0,7	0,7	0,7

Taula 4.2 CTE DB SE

Per comprovar les deformacions:

- Combinació ELS permanents
 $q_{ELS,perm} = 3 * 1 = 3kN/m^2$
- Càrrega per metre lineal
 $q_{ELS,ml,perm} = 0,8m * 3kN/m^2 = 2,4kN/m$
- Combinació ELS variables
 $q_{ELS,var} = 2 * 1 = 2kN/m^2$
- Càrrega per metre lineal
 $q_{ELS,ml,perm} = 0,8m * 2kN/m^2 = 1,6kN/m$

Es calcula el desplaçament vertical instantani degut a les permanents i variables

Pas previ: Càlcul de la inèrcia de la biga:

$$I_{xx} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{180 * 260^3}{12} = 2,63 * 10^8 mm^4$$

Fletxa deguda a la càrrega per manent:

$$\begin{aligned} \delta_{per} &= \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{E}{G_{mitjà}} * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \\ &= \frac{5}{384} * \frac{2,4 * 4800^4}{11,6 * 10^3 * 2,63 * 10^8} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{11,6 * 10^3}{0,72 * 10^3} * \left(\frac{260}{4800} \right)^2 \right] = 5,67mm \end{aligned}$$

Fletxa deguda a la càrrega variable

$$\begin{aligned} \delta_{var} &= \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{E}{G_{mitjà}} * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \\ &= \frac{5}{384} * \frac{1,6 * 4800^4}{11,6 * 10^3 * 2,63 * 10^8} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{11,6 * 10^3}{0,72 * 10^3} * \left(\frac{260}{4800} \right)^2 \right] = 3,78mm \end{aligned}$$

Càlcul del desplaçament vertical diferit

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

Classe de servei: 1

Càrregues permanents:

$$\Psi_2=1$$

$$k_{def}=0,6$$

$$\Psi_2 * k_{def}=1 * 0,6=0,6$$

Càrregues variables:

$$\Psi_2=0,3$$

$$k_{def}=0,6$$

$$\Psi_2 * k_{def}=0,3 * 0,6=0,18$$

$$\delta_{dif,perm} = 5,67 * (1 + 0,6) = 9,07mm$$

$$\delta_{dif,var} = 3,78 * (1 + 0,18) = 4,6mm$$

$$\delta_{dif,fin} = 9,07 + 4,6 = 13,53mm$$

L= 4,80m		$\delta_{dif}= 13,53mm$	
L/500	L/400	L/350	L/300
9,6	12	13,71	16
		COMPLEIX	COMPLEIX

8.3.8 Comportament al foc.

Depenent del tipus d'ús i de com sigui l'edificació, aquesta haurà de resistir un temps determinat l'acció del foc en cas que es produeixi un incendi. El temps que ha de resistir el determina el CTE DB SI

Resistència al foc suficient dels elements estructurals				
Ús del sector d'incendi considerat	Plata soterrada	Plantes sobre rasant. Alçada d'evacuació de l'edifici		
		≤15m	≤28m	>28m
Vivenda unifamiliar	R30	R30		
Residencial vivenda, Residencial públic, Docent, administratiu.	R120	R60	R90	R120
Comercial, Pública concurrència, Hospitalari	R120	R90	R120	R180
Aparcament (edifici d'us exclusiu o situat sobre altre ús)		R90		
Aparcament (situat sota un ús diferent)		R120		

CTE DB SI (Taula 3.1)

L'edifici que estem analitzant és d'ús residencial públic, amb una alçada d'evacuació de <de 15m, per tant ha de resistir 60 minuts al foc.

8.3.8.1 S'ha de buscar la secció reduïda, que tenen les bigues després d'estar exposades al foc 60 min. La secció reduïda és el resultat d'eliminar de la secció inicial la profunditat efectiva de carbonatació(d_{ef}) en les cares exposades. La profunditat efectiva es troba mitjançant l'expressió:

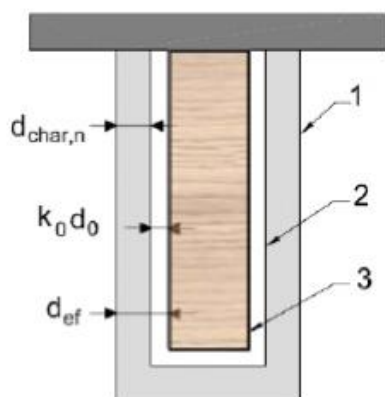
$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0$$

$d_{char,n}$ =profunditat carbonitzada nominal de càlcul

d_0 =de valor 7mm

k_0 = per superfícies no protegides

- $t \geq 20 \text{ min} \longrightarrow K_0=1$
- $t < 20 \text{ min} \longrightarrow K_0=t/20$



- 1- Superfície inicial de l'element
- 2- Límit de la secció residual
- 3- Límit de la secció efectiva

Profunditat de carbonatació ($d_{char,n}$)

$$d_{char,n} = \beta_n * t$$

Velocitat de carbonatació nominal de càlcul, β_n , de fustes sense protecció	
β_n	
Coníferes i faig	
Fusta laminada encolada amb densitat característica $\geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0,7
Fusta massissa amb densitat característica $\geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0,8
Frondores	
Fusta massissa o laminada encolada de frondoses amb densitat característica de 290 Kg/m^3 (1)	0,7
Fusta massissa o laminada encolada de frondoses amb densitat característica $\geq 450 \text{ Kg/m}^3$	0,55
Fusta microlaminada	
Amb una densitat característica $\geq 480 \text{ Kg/m}^3$	0,7

(1) Per densitat característica compresa entre 290 i 450 Kg/m^3 s'interpolà linealment

$\beta_n=0,7$

$t=60 \text{ min}$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + K_0 \cdot d_0 = 42 + 1 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

Al haver tres cares exposades, els dos laterals i la cara inferior, la secció final serà:

$$b = 180 - 49 \cdot 2 = 82 \text{ mm}$$

$$h = 260 - 49 = 211 \text{ mm}$$

8.3.8.2 Es calcula la resistència a càlcul a flexió que pot suportar la biga ($f_{m,d,g}$) en situació extraordinària d'incendi tenint en compte que els factors correctors en aquesta situació varien.

Factors de correcció:

- γ_M : En situació extraordinària d'incendi,
 $\gamma_M = 1$
- K_{mod} : En una combinació extraordinària d'incendi,
 $K_{mod} = 1$
- $K_h = 1,1$

$$k_h = \left[\frac{600}{h} \right]^{0,10} \quad k_h = \left[\frac{600}{211} \right]^{0,10} = 1,11$$

- $K_{sys} = 1,1$
- K_{fi} : La resistència de càlcul de la rígides es considera constant durant el incendi, prenent tals valors característics multiplicats per el factor K_{fi}
 $K_{fi} = 1,15$ per fusta laminada encolada

$$f_{m,g,d} = \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_h * k_{ysy} * k_{fi}$$

$$f_{m,g,d} = 24 * 1 * 1,1 * 1,1 * 1,15 = 33,4 \text{ kN/mm}^2$$

8.3.8.3 Es calcula la resistència a càlcul de tallant ($f_{v,d}$) que suporta la fusta en situació extraordinària.

$$f_{v,g,d} = \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_{fi}$$

$$f_{v,g,d} = 2,7 * 1 * 1,15 = 3,105 \text{ kN/mm}^2$$

8.3.8.4 Escalculen les càrregues sense el coeficient parcial de seguretat

$$q_{ELU} = Q_{per} + Q_{var} = 3 + 2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Es busca la càrrega per ml, multiplicant per intereix de les bigues

$$q_{ELU,ml} = 5 * 0,8m = 4kN/m$$

7.3.8.5 Es busca el moment flector, que de la biga amb la amb càrrega sense aplicar els coeficients de seguretat

$$M = \frac{q_{ml} * l^2}{8} = \frac{4 * 4,80^2}{8} = 11,52kNm$$

I també es calcula l'esforç tallant:

$$V = \frac{q_{ml} * l}{2} = \frac{4 * 4,80}{2} = 9,6kN$$

7.3.8.6 Es fan les comprovacions tensionals per la secció de les bigues de 82x211:

- Les tensions Normals (σ)

$$\sigma = \frac{M}{W_y} < f_{m,g,d}$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{82 * 211^2}{6} = 0,608 * 10^6 mm^3$$

$$\sigma = \frac{11,52 * 10^6}{0,608 * 10^6} = 18,93N/mm^2 < 33,4N/mm^2 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

- Tensions tangencials:

$$T = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * h} < f_{v,d}$$

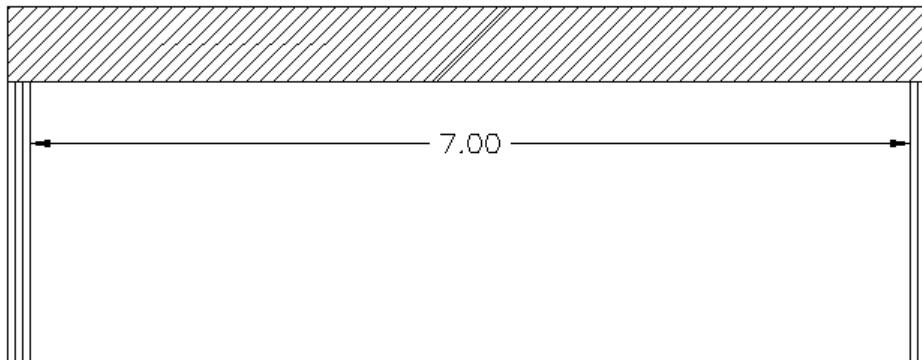
$$T = \frac{3}{2} * \frac{9,6 * 10^3}{82 * 211} = 0,832N/mm^2$$

$$Tallant \rightarrow f_{v,d} = \frac{f_{v,g,k} * k_{mod} * k_{fi}}{\gamma_M} = \frac{2,7 * 1 * 1,15}{1} = 3,1N/mm^2 > 0,832N/mm^2 \\ \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

8.4- Càlcul de la jàssera del pòrtic d'obertura

El projecte dissenya una gran obertura de 7 m de llum a la façana principal de l'edifici. Per poder aconseguir estructuralment aquesta obertura, es resol amb una jàssera de fusta laminada GLH24 de secció 160x600 mm.

Es procedeix a la comprovació del càlcul de la jàssera.



Factors de correcció:

- $\gamma_M = 1,25$
- $K_{mod} = 0,6$
- $K_h = 1$

$$k_h = \left[\frac{600}{h} \right]^{0,10} \quad k_h = \left[\frac{600}{600} \right]^{0,10} = 1$$

- $K_{sys} = 1$

8.4.1 Comprovació de les tensions

- Es calcula la resistència a flexió que pot suportar la biga ($f_{m,d,g}$)

$$f_{m,g,d} = \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_h * k_{ysy}$$

$$f_{m,g,d} = \frac{24}{1,25} * 0,6 * 1 * 1,1 = 12,67 \text{ kN/mm}^2$$

- Es calcula la resistència a càlcul de tallant que suporta aquest tipus de fusta ($f_{v,g,d}$)

$$f_{v,g,d} = \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod}$$

$$f_{v,g,d} = \frac{2,7}{1,25} * 0,6 = 1,3 \text{ kN/mm}^2$$

- Es calcula el estat límit últim ELU

$$q_{ELU} = Q_{per} * 1,35 + Q_{var} * 1,5 = 3 * 1,35 + 2 * 1,5 = 7,05 kN/m^2$$

Es busca la càrrega per ml, multiplicant per entre-eix de les bigues

$$q_{ELU,ml} = 7,05 * 4,8/2 = 16,92 kN/m$$

- Es busca el moment flector, que en una biga recolzada respon es troba amb la fórmula

$$M = \frac{q_{ELU,ml} * l^2}{8} = \frac{16,92 * 7,00^2}{8} = 103,64 kN/m$$

I també es calcula l'esforç tallant:

$$V = \frac{q_{ELU,ml} * l}{2} = \frac{16,92 * 7,00}{2} = 59,22 kN/m$$

- Es fan les comprovacions tensionals per la secció de les bigues de 180x260:

5.1- Les tensions Normals (σ)

$$\sigma = \frac{M}{W_y} < f_{m,g,d}$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{160 * 600^2}{6} = 9.600.000 mm^3$$

$$\sigma = \frac{103,64 * 10^6}{9,6 * 10^6} = 10,80 N/mm^2 < 12,67 N/mm^2 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

5.2-Tensions tangencials:

$$T = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * h} < f_{v,d}$$

$$T = \frac{3}{2} * \frac{59,22 * 10^3}{160 * 600} = 0,93 N/mm^2$$

$$Tallant \rightarrow f_{v,d} = \frac{f_{v,g,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2,7 * 0,6}{1,25} = 1,3 N/mm^2 > 0,93 N/mm^2 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

8.4.2 Es comprova si compleix la tensió de bolcada

$$\sigma_{m,g,d} = k_{crit} * f_{m,g,d}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,c,m}}}$$

- S'ha de buscar la tensió crítica a flexió σ_{crit}

$$\sigma_{m,c,m} = 0,78 * \frac{E * b^2}{L_{ef} * h}$$

Pas previ: Calcular L_{ef}

$$L_{ef} = L * \beta_v + \varepsilon$$

→ Si la càrrega s'aplica al cordó comprimit: $\varepsilon = 2h$ → és com es troba en el nostre sistema

→ Si la càrrega s'aplica al cordó traccionat: $\varepsilon = 0,5h$

$$\sigma_{m,c,m} = 0,78 * \frac{E * b^2}{L_{ef} * h} = 0,78 * \frac{9,4 * 10^3 * 160^2}{7.850 * 600} = 39,85 N/mm^2$$

$$L_{ef} = L * \beta_v + \varepsilon = 7.000 * 0,95 + (2 * 600) = 7.850 mm \text{ Es busca la } \lambda$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{crit}}}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{24}{39,85}} = 0,77$$

Valor K_{crit} segons λ_{rel} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{rel} \leq 0,75 \rightarrow K_{crit} = 1 \\ 0,75 < \lambda_{rel} < 1,40 \rightarrow K_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel} \\ 1,40 < \lambda_{rel} \rightarrow K_{crit} = 1 / (\lambda_{rel})^2 \end{array} \right.$$

En el nostre cas $K_{crit} = 1,56 - 0,75 * 0,77 = 0,98$

$12,67 * 0,98 = 12,39$

$\sigma < f_{md} * k_{crit} \rightarrow 10,80 < 12,39 \rightarrow$ **COMPLEIX**

8.4.3 Càlcul de deformacions

A l'igual que les bigues que s'han calculat en l'apartat anterior, han de complir

- L/300: resta de casos, ja que tenim forjat sense envans i paviment flexible.
- L/350 per el requeriment del confort.

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

Per comprovar les deformacions:

- Combinació ELS permanents

$$q_{ELS,perm} = 3 * 1 = 3kN/m^2$$

- Càrrega per metre lineal

$$q_{ELS,ml,perm} = 3kN/m^2 * 4,8/2 = 7,2kN/m$$

- Combinació ELS variables

$$q_{ELS,var} = 2 * 1 = 2kN/m^2$$

- Càrrega per metre lineal

$$q_{ELS,ml,perm} = 2kN/m^2 * 4,8/2 = 4,8kN/m$$

Pas previ: Càlcul de la inèrcia de la biga:

$$I_{xx} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{160 * 600^3}{12} = 2,88 * 10^9 mm^4$$

Fletxa deguda a la càrrega per manent:

$$\begin{aligned} \delta_{per} &= \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{E}{G_{mitjà}} * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \\ &= \frac{5}{384} * \frac{7,2 * 7000^4}{11,6 * 10^3 * 2,88 * 10^9} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{11,6 * 10^3}{0,72 * 10^3} * \left(\frac{600}{7000} \right)^2 \right] = 7,5mm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{var} &= \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{E}{G_{mitjà}} * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \\ &= \frac{5}{384} * \frac{4,8 * 7000^4}{11,6 * 10^3 * 2,88 * 10^9} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{11,6 * 10^3}{0,72 * 10^3} * \left(\frac{600}{7000} \right)^2 \right] \\ &= 5,00mm \end{aligned}$$

Càlcul del desplaçament vertical diferit

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

Classe de servei: 1

Càrregues permanents:

$$\Psi_2=1$$

$$K_{def}=0,6$$

$$\Psi_2 * k_{def}=1 * 0,6=0,6$$

Càrregues variables:

$$\Psi_2=0,3$$

$$K_{def}=0,6$$

$$\Psi_2 * k_{def}=0,3 * 0,6=0,18$$

$$\delta_{dif,perm} = 7,5 * (1 + 0,6) = 12,00mm$$

$$\delta_{dif,var} = 5,00 * (1 + 0,18) = 5,9mm$$

$$\delta_{dif,fin} = 12,00 + 5,9 = 17,9mm$$

L= 7,00m		$\delta_{dif}= 17,9mm$	
L/500	L/400	L/350	L/300
14	17,5	20	23,33
		COMPLEIX	COMPLEIX

8.4.4 Comportament davant el foc.

A l'igual que a les bigues calculades anteriorment, al ser el mateix tipus de fusta, la profunditat de carbonatació serà la mateixa que la que pateixen la resta de bigues del forjat que s'han calculat anteriorment.

$$\beta_n=0,7$$

$$t=60 \text{ min}$$

$$d_{char,n} = \beta_n * t = 0,7 * 60 = 42mm$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + K_0 * d_0 = 42 + 1 * 7 = 49mm$$

Com hi ha tres cares exposades, els dos laterals i la cara inferior, la secció final serà:

$$b = 160 - 49 * 2 = 62mm$$

$$h = 600 - 49 = 551mm$$

Es fa la comprovació de càrrega en una combinació extraordinària

Factors de correcció:

- $\gamma_M = 1$
- $k_{mod} = 1$
- $k_h = 1,1$

$$k_h = \left[\frac{600}{h} \right]^{0,10} \quad k_h = \left[\frac{600}{511} \right]^{0,10} = 1,17$$

- $k_{sys} = 1,1$
- $k_{fi} = 1,15$

8.4.5 Calculem la resistència a càlcul a flexió que pot suportar la biga ($f_{m,d,g}$)

$$f_{m,g,d} = \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_h * k_{sys} * k_{fi}$$

$$f_{m,g,d} = 24 * 1 * 1,1 * 1,1 * 1,15 = 33,40 \text{ kN/mm}^2$$

8.4.6 Es calcula la resistència a càlcul de tallant ($f_{v,d}$)

$$f_{v,g,d} = \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} * k_{mod} * k_{fi}$$

$$f_{v,g,d} = 2,7 * 1 * 1,15 = 3,105 \text{ kN/mm}^2$$

8.4.7 Es calculen les càrregues sense el coeficient parcial de seguretat

$$q_{ELU} = Q_{per} + Q_{var} = 3 + 2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Es busca la càrrega per ml

$$q_{ELU,ml} = 5 * 4,8/2m = 12 \text{ kN/m}$$

8.4.8 Es busca el moment flector, que en una biga recolzada respon es troba amb la fórmula

$$M = \frac{q_{ml} * l^2}{8} = \frac{12 * 7,00^2}{8} = 73,5 \text{ kN/m}$$

I també es calcula l'esforç tallant:

$$V = \frac{q_{ml} * l}{2} = \frac{12 * 7,00}{2} = 42kN/m$$

8.4.9 Es fan les comprovacions tensionals per la secció de les bigues de 62x551:

Les tensions Normals (σ)

$$\sigma = \frac{M}{W_y} < f_{m,g,d}$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{62 * 551^2}{6} = 3,137 * 10^6 mm^3$$

$$\sigma = \frac{73,5 * 10^6}{3,137 * 10^6} = 23,42N/mm^2 < 33,4N/mm^2 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

7.4.4.2 Tensions tangencials:

$$T = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * h} < f_{v,d}$$

$$T = \frac{3}{2} * \frac{42 * 10^3}{62 * 551} = 1,84N/mm^2$$

$$T_{allant} \rightarrow f_{v,d} = \frac{f_{v,g,k} * k_{mod} * k_{fi}}{\gamma_M} = \frac{2,7 * 1 * 1,15}{1} = 3,1N/mm^2 > 1,84N/mm^2$$

\rightarrow **COMPLEIX**

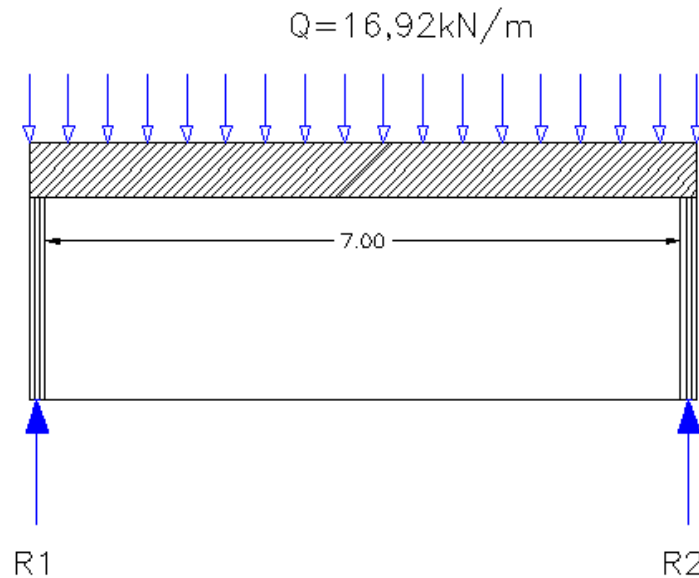
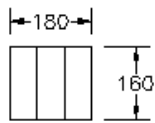
8.5- Càlcul del pilars que suporten la jàssera

Els pilars han de suportar el pes que aguanta la jàssera calculada anteriorment i el mateix pes propi de la jàssera. Recordem que la secció de la jàssera és 160x600mm.

Els pilars estaran formats per diferents muntants units entre si. Els muntants es realitzen amb peces normalitzades que poden ser de diferents mides, en aquest cas s'han utilitzat muntants que tenen una secció de 60x160mm. Els pilars es formaran unint diferents muntants, tindran per una cara una secció de 160mm i per l'altre aniran sumant de 60 en 60mm fins arribar a la secció necessària per suportar el pes de la jàssera.

En el cas que s'està analitzant, s'han unit tres muntants fent una secció final del pilar de 180x160mm, que és la secció que es comprova.

Secció pilar



Dades de càlcul:

- Secció a comprovar: 160X180mm.
- Alçada pilar: 2,24m.
- Fusta: C-24
- Càrrega aplicada: 63,5kN

Dades de la fusta:

- $F_{c,0,k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$
- $E_{0,05} = 7,40 \text{ kN/mm}^2$

8.5.1 Càlcul de les reaccions del pilar.

$$R1 = R2$$

$$R1 = Q \cdot L / 2 + \text{Pes jàssera} / 2$$

$$L = 7 + 0,18 + 0,18 = 7,36 \text{ m}$$

Pes jàssera = Volum * densitat fusta = $7,36 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 0,16 \text{ m} \cdot 350 = 243,3 \text{ Kg} = 2,43 \text{ Kn}$ → Cada pilar ha de suportar 1,22kN del pes de la jàssera

$$R1 = 16,92 \cdot 7,36 / 2 + 1,220 = 63,5 \text{ kN}$$

8.5.2 Comprovació esvelteses:

- Esveltesa mecànica:

Al ser el pilar biarticulat, el valor de $\beta=1$

- Càlcul del radi de gir

$$A = 160 \times 180 = 28.800 \text{ mm}^2$$

Inèrcia: Al no presentar doble simetria la secció del pilar, la inèrcia canvia segons la direcció

$$I_{yy} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{160 \times 180^3}{12} = 7,776 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{180 \times 160^3}{12} = 6,144 * 10^7 \text{ mm}^4$$

Càlcul del radi de gir

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{7,76 * 10^7}{28.800}} = 51,96 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{zz}}{A}} = \sqrt{\frac{6,144 * 10^7}{28.800}} = 46,19 \text{ mm}$$

- Esveltesa mecànica

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.240}{51,96} = 43,11$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,y}}{i_z} = \frac{2.240}{46,19} = 48,50$$

- Esveltesa relativa:

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 * E_{0,05}}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 * 7.400}{43,11^2} = 39,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{21}{39,3}} = 0,73$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 * E_{0,05}}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 * 7.400}{48,50^2} = 31,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}} = \sqrt{\frac{21}{31,05}} = 0,82$$

8.5.3 Es calcula la tensió que haurà de suportar el pilar.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{Q * \gamma_s}{A} = \frac{63,49 * 10^3 * 1,35}{28.800} = 2,98 \text{ N/mm}^2$$

- Una vegada es coneix la tensió, es comprova que la secció del pilar la suportarà.

$$\beta_C \rightarrow \text{En fusta massissa} = 0,20$$

$$k_y = 0,5 * (1 + \beta_C * (\lambda_{rel,y} - 0,30) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 * (1 + 0,2 * (0,73 - 0,30) + 0,73^2) = 0,81$$

$$k_z = 0,5 * (1 + \beta_C * (\lambda_{rel,z} - 0,30) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 * (1 + 0,2 * (0,82 - 0,30) + 0,82^2) = 0,89$$

- Càlcul del coeficient del pandeig.

$$x_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}} = \frac{1}{0,81 + \sqrt{0,81^2 - 0,73^2}} = 0,86$$

$$x_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,82^2}} = 0,81$$

- Comprovació de la peça.

$$\gamma_M = 1,30 \rightarrow \text{per fusta massissa}$$

$$k_{mod} = 0,60$$

$$x_d = k_{mod} * \frac{x_k}{\lambda_M} = 0,60 * \frac{21}{1,30} = 9,70 \text{ N/mm}^2$$

Comprovació de la secció

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{x_{c,y} * f_{c,0,d}} = \frac{2,98}{0,86 * 9,7} = 0,36 < 1 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{x_{c,z} * f_{c,0,d}} = \frac{2,98}{0,81 * 9,7} = 0,38 < 1 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

9- Anàlisi de diaframes de forjats i sostres

9.1- Comprovació del pla horitzontal

L'entrebigat a utilitzar es redueix a que les bigues del forjats estiguin separades 300,400 i 600mm d'inter-eix, ja que és el resultat de dividir la longitud estàndard dels taulers (1.200mm) entre 4,3,2, i aquests hauran de recolzar com a mínim entre tres biguetes.

Els taulers estructurals, tindran un espessor mínim de 15mm en els plans horitzontals, és a dir, en el forjats i en la coberta, per motius de protecció contra incendis, encara que des del punt de vista estructural, l'espessor dependrà de la distància entre bigues i de la càrrega majorada a la que estarà sotmesa el forjat.

En aquest treball s'analiza el procediment de disseny i càlcul simplificat que dona el EC5 per diaframes de sostre de fusta.

Aquest càlcul simplificat és per estructures d'entramat lleuger, i s'aplica quan el diafragma de coberta està format per panells de fusta units a una estructura d'entramat de fusta mitjançant fixacions mecàniques, com claus o cargols.

El mètode de càlcul de l'eurocòdi 5, es pot utilitzar quan compleix les següents condicions:

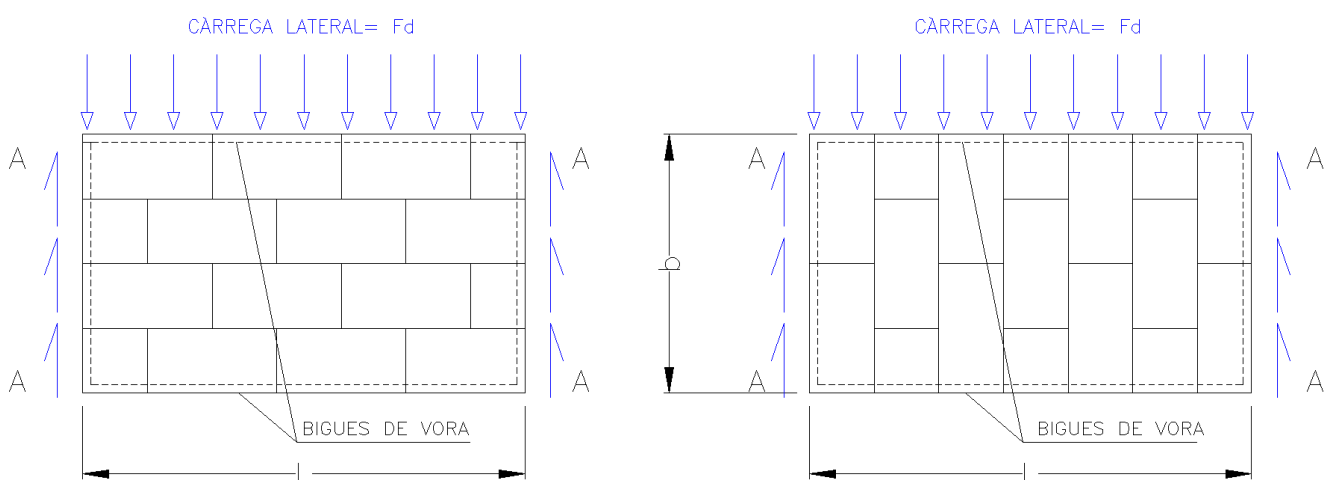
10.1.2 $2b < l < 6b$.

10.1.3 L'estat límit últim ha de ser la fallada de les fixacions (no la dels panells ni les bigues)

10.1.4 Els panells han d'estar fixats als seus suports.

10.1.5 Màxima separació de les fixacions:

- A la zona de la vora **150 mm**
- A la zona del suport **300 mm**



En el cas de l'edifici que estem analitzant:

$L=8,58m$

$b=5,17m$

La condició que diu $2b < L \rightarrow$ **No compleix**

Com la relació $\frac{8,58}{5,17} = 1,7b$ i aquest valor és proper a 2, i donades les dimensions de l'edifici, s'accepta aquesta petita desviació de la condició i es calcula per el mètode simplificat que diu l'eurocòdi 5.

Dades prèvies: L'edifici està situat a LLafranc, per tant la força lateral produïda per el vent en aquest municipi català, es calcula segons el CTE DBSE AE-3.3.2 Acció del vent.

Força del vent				
	qb (kN/m ²)	ce	cp	qe (kN/m ²)
Direcció longitudinal	0,52	2	0,8	0,83
Direcció transversal	0,52	2	0,8	0,83

Càlcul de la força del vent en l'edifici: 0,83kN/m² .

Aquesta força del vent, a nivell del càlcul es multiplica per un coeficient de seguretat=1,5

Procediment de càlcul simplificat:

S'ha de comprovar el diafragma a flexió, tallant i resistència de disseny lateral de les fixacions.

10.1.1 Resistència a flexió:

Es pressuposa que les bigues de vora, és a dir els dorments, estan recolzats verticalment i només han de resistir els efectes de càrrega lateral, que seria la que exerceix el vent.

Total la força de flexió es absorbeix pels dorments, i per tant aquesta biga que forma ha de ser continua en tot el perímetre. En la que la amplada del dorment serà w (mm) i la alçada serà h (mm).

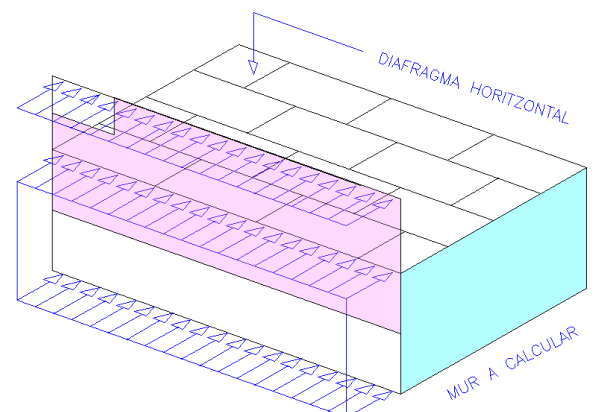
Aquesta biga (dorment) ha de complir la següent condició:

$$\frac{F_d * l}{8 * (w * h) * b} \leq f_{t,0,d}$$

On:

Fd= Força lateral exercida pel vent

l= longitud del pla horitzontal



b= amplada pla horitzontal

w= amplada bigues vora (dorments)

h= alçada bigues vora (dorments)

DORMENTS- BIGUES DE VORA	
Tipus fusta	GI24
base (w) mm	160
alçada (h) mm	300
$f_{t,0,k}$ (kN/m ²)	14
k_{mod}	0,6
k_h	1,07
γ_M	1,25

$$F_d = 0,83 * 1,5 * \left(2,98 * \frac{1}{2} + 1,54 \right) = 3,77 \text{ kN/m}$$

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} * k_h * f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0,6 * 1,07 * 14}{1,25} = 7,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{F_d * l}{8 * (w * h) * b} = \frac{3,77 * 8,58}{8 * (0,16 * 0,3) * 5,17} = \frac{32,34 \text{ kN} * m}{1,98 \text{ m}^3} = \frac{16,28 \text{ kN}}{m} = \frac{0,163 \text{ N}}{\text{mm}^2}$$

$< 7,19 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{COMPLEIX}$

10.1.2 Comprovació a tallant del diafragma a lo llarg dels extrems. Tota la força de tallant horitzontal, produïda per les empentes laterals del vent seran suportades per el panell que estarà clavat a la resta d'elements del forjat. Es suposa que l' esforç tallant ha de ser uniforme en tot l'ample del diafragma, perquè ho sigui ha de complir la següent condició:

$$\frac{F_d}{2(b * t)} \leq f_{v,d}$$

On $f_{v,d}$ és la resistència al tall del panell de disseny del material del panell

PANELL	
Tipus fusta	OSB/4
Gruix (mm)	18
$f_{v,k}$ (N/mm ²)	6,9
k_{mod}	0,6
γ_M	1,2

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_M}$$

$F_d = 32,34 \text{ kN}$

$L = \text{longitud pla horitzontal} = 8,58 \text{ m}$

$b = \text{amplada pla horitzontal} = 5,17 \text{ m}$

$t = \text{espesor del panell} = 18 \text{ mm} = 0,018 \text{ m}$

$$\frac{F_d}{2(b * t)} = \frac{32,34kN}{2(5,17 * 0,018)} = \frac{173,76kN}{m^2} = 0,174N/mm^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 * 6,9}{1,2} = 3,45N/mm^2$$

$$\frac{0,174N}{mm^2} < 3,31N/mm^2 \rightarrow \text{Complex}$$

10.1.3 Comprovació resistència de disseny lateral de les fixacions. Les reaccions finals en el diafragma s'hauran de transferir a l'estructura de suport mitjançant els elements de fixació que subjecten els panells a l'estructura, on els elements de subjecció hauran d'estar separats una longitud que ha de complir:

$$\frac{F_d * l}{2} \leq \frac{R_d * b}{s * k_{panell}}$$

Rd= Capacitat de tallant del connector

b= 5,17m

s= separació entre connectors

kpanell= quan la connexió és eficient en el lateral dels panells= 1,00

resta de casos=1,5

$$s \leq \frac{R_d * b}{s * k_{panell}} \rightarrow \frac{3,73kN}{m} \leq \frac{0,93kN * 5,17m}{s(m) * 1,5}$$

$$s < \frac{930 * 5,17 * 2 * 0,025 * 5,17}{2,51 * 8,58 * 1,5} > 0,0338m = 33mm$$

Modelo	Fastener dimensions [mm]		
	l	d	d _h
WSV44E	44	4.6	8.5
WSV51E	51	4.6	8.5
WSV64E	64	4.6	8.5
WSV76E	76	4.6	8.5

10- Càlcul dels muntants de l'estructura

El projecte del qual es parteix per el càlcul estructural, defineix que els muntants són de fusta massissa C-24 de secció 60x160mm, col·locats entre ells a una distància de 60 cm entre-eix.

Al igual que passa en el pla horitzontal, que les bigues han d'estar a una distància determinada per tal que els panells es puguin recolzar, a les façanes, els muntants han de tenir una separació entre-eix de 30-40-60cm per tal que els panells és clavin com a mínim en 3 muntants.

Es comprovaran dos muntants de dos façanes diferents, un a la façana on carrega el forjat i l'altre a la façana lateral dreta, on hi ha més acció de vent.

10.1- Comprovació de la secció dels muntants

Dades numèriques

Característiques muntants		Característiques fusta muntants	
Base (b)	60mm	Resistència flexió ($f_{m,k}$)	24 N/mm ²
Alçada (h)	160mm	Resistència tallant ($f_{v,k}$)	2,5N/mm ²
Longitud (L)	2,78m	Resistència compressió ($f_{c,k}$)	21N/mm ²
Intereix (s)	0,60m	Mòdul elasticitat 5% percentil($f_{m,k}$)	7,4kN/mm ²

Les càrregues permanents i variables verticals per ml de murs d'entramat i les horitzontals, per metre quadrat de façana, que actuen en els murs de planta baixa són:

Càrregues verticals $N_d = 7,05 \text{ kN/m}^2 * 5,18 \text{ m} / 2 = 18,26 \text{ kN/m}$
Càrregues horitzontals Vent en façana transversal $q_e * 1,5 = 1,245 \text{ kN/m}^2$

Les forces que actuen a un únic muntant es multiplicarà per la distància que hi ha entre muntants:

$$q_{dmuntant} = 18,26 * 0,6 = 10,96 \text{ kN}$$

$$q_{emuntant} = 1,456 * 0,6 = 0,75 \text{ kN/m}$$

10.1.1 Combinació d'accions:

Segons CTE DBSE 4.3 per situacions persistents o transitòries, el valor de càlcul vindrà donat per

$$\sum \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,k} * Q_{k,i} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} * Q_{k,i}$$

$$\gamma_Q * Q_{k,v}: \text{Duració curta}$$

$\gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k$: Duració permanent

$$\gamma_G = 1,35; \quad \gamma_Q = 1,5$$

10.1.2 Comprovació a flexió:

La força que produeixen la flexió i els tallants en els muntants són únicament les horitzontals, és a dir, les produïdes pel vent.

Tal i com diu el CTE D SE-M 6.1.6 Flexió simple, perquè un element longitudinal de fusta sigui resistent a flexió ha de complir:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$f_{m,d}$ =Resistència a càlcul a flexió

$\sigma_{m,d}$ = Tensió de càlcul

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{k_{s,y,s} * k_h * f_{m,k}}{\gamma_M}$$

On

$$M_d = \frac{\gamma_Q * Q_{q,v} * l^2}{8} = \frac{1,5 * 0,75 * 2780^2}{8} = 1,09 * 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W_y = \frac{b * h^2}{6} = \frac{60 * 160^2}{6} = 2,56 * 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{1,09 * 10^6}{2,56 * 10^5} = 4,25 \text{ N/mm}^2$$

Resistència càlcul a flexió

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{k_{s,y,s} * k_h * f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,6 * \frac{1,1 * 1 * 24}{1,3} = 12,18 \text{ kN/mm}^2$$

Esgotament a flexió

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} \leq 1 \rightarrow \frac{4,25}{18,27} = 0,23 \leq 1 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

Els muntants compliran amb la normativa en front a l'acció flectora.

10.1.3 Comprovació a tallant. És produïda per les forces horitzontals que

Tal i com indica el CTE DBSE-M 6.1.8 Tallant, ha de complir

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

τ_d = tensió càlcul a tallant

$f_{v,d}$ = resistència càlcul a tallant

$$\tau_d = \frac{3}{2} * \frac{V}{b_{ef} * h}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

On:

b_{ef} = k_{crit}*b

k_{crit} per peces massisses i laminades= 0,67

$$\tau_d = \frac{3}{2} * \frac{\gamma_q * Q * \frac{l}{2}}{b_{ef} * h} = 1,5 * \frac{1,5 * 0,75 * \frac{2,78}{2} * 10^3}{0,67 * 60 * 160} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{2,5}{1,3} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

Esgotament a tallant

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 0,36 < 1,73 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

Els muntants compleixen amb l'acció tallant que produeix el vent.

10.1.4 Comprovació de la secció

Tal i com diu el CTE DB SE-M en el punt 6.3.2.2 en peces de secció constant i compressió simple s'han de complir les condicions:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} * f_{c,0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} * f_{c,0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} * k_{mod}}{\gamma_M} \chi_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}}$$

10.1.4.1 Tensió de càlcul

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{18,26 * 0,6 * 10^3}{60 * 160} = 1,14 N/mm^2$$

10.1.4.2 Resistència de càlcul a compressió

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{21 * 0,6}{1,3} = 9,69 N/mm^2$$

10.1.4.3 Coeficient de pandeig

$$k_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,30)) + \lambda_{rel,y}^2$$

$\beta_c = 0,2$ en fusta massissa

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 * E_{0.05}}{\lambda_y^2} =$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} \quad \lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z}$$

Al ser el pilar biarticulat, el valor de $\beta=1$

$$A = 60 \times 160 = 9.600 \text{ mm}^2$$

10.1.4.4 Inèrcia:

$$I_{yy} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 \times 160^3}{12} = 2,05 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{160 \times 60^3}{12} = 2,88 * 10^6 \text{ mm}^4$$

10.1.4.5 Càlcul del radi de gir

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{2,05 * 10^7}{9.600}} = 46,19mm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{2,88 * 10^6}{9.600}} = 17,32mm$$

10.1.4.6 Esveltesa mecànica

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.780}{46,19} = 60,19$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,y}}{i_z} = \frac{2.780}{17,32} = 160,50$$

10.1.4.7 Esveltesa relativa:

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 * E_{0.05}}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 * 7.400}{60,19^2} = 20,16N/mm^2$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{24}{20,16}} = 1,09$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 * E_{0.05}}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 * 7.400}{160,50^2} = 2,84N/mm^2$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{24}{2,84}} = 2,91$$

10.1.4.8 Valor de la tensió de la barra

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{18,26 * 0,6 * 10^3}{9.600} = 1,19N/mm^2$$

10.1.4.9 Comprovació de la secció

$$\beta_c \rightarrow \text{En fusta massissa} = 0,20$$

$$k_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,30)) + \lambda_{rel,y}^2 = 0,5 * (1 + 0,2 * (1,09 - 0,30)) + 1,09^2 = 1,17$$

$$k_z = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,30)) + \lambda_{rel,y}^2 = 0,5 * (1 + 0,2 * (2,84 - 0,30)) + 2,84^2 = 4,99$$

10.1.4.10 Càlcul del coeficient del pandeig

$$x_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}} = \frac{1}{1,17 + \sqrt{1,17^2 - 1,09^2}} = 0,62$$

$$x_{c,z} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}} = \frac{1}{4,99 + \sqrt{4,99^2 - 2,84^2}} = 0,11$$

10.1.4.11 Comprovació de la peça

$\gamma_M = 1,30 \rightarrow$ per fusta massissa

$k_{mod} = 0,60$

$$x_d = k_{mod} * \frac{x_k}{\lambda_M} = 0,60 * \frac{21}{1,30} = 9,69 \text{ N/mm}^2$$

10.1.4.12 Comprovació de la secció

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{x_{c,y} * f_{c,0,d}} = \frac{1,14}{0,62 * 9,69} = 0,23 < 1 \rightarrow \text{COMPLEXEIX}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{x_{c,z} * f_{c,0,d}} = \frac{1,14}{0,11 * 9,69} = 1,07 > 1 \rightarrow \text{NO COMPLEXEIX}$$

Com en el eix z els muntants estaran arriestrats mitjançant el panell OSB no podran pandejar. En el eix Y els muntants compleixen a compressió.

10.1.5 Comprovació a flexo compressió

Segons el CTE DBSE-M 6.3.2.2, s'ha de complir

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{x_{c,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow 0,21 + 0,36 = 0,57 < 1 \rightarrow \text{COMPLEXEIX}$$

10.1.6 Comprovació deformacions degudes a la fletxa produïda per la força del vent.

Combinació ELS variables

$$q_{ELS,var} = 1,245 \text{ kN/m}^2$$

10.1.6.1 Càlcul del desplaçament vertical instantani degut a les càrregues variables

- Inèrcia del muntant

$$I_{xx} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 160^3}{12} = 2,05 * 10^7 mm^4$$

- Fletxa deguda a la càrrega variable:

$$\begin{aligned} \delta_{var} &= \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{E}{G_{mitjà}} * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \\ &= \frac{5}{384} * \frac{0,87 * 2780^4}{9 * 10^3 * 2,63 * 10^8} * \left[1 + \frac{24}{25} * \frac{9 * 10^3}{0,56 * 10^3} * \left(\frac{160}{2780} \right)^2 \right] \\ &= 3,87 mm \end{aligned}$$

10.1.6.2 Càlcul del desplaçament vertical diferit

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

Classe de servei: 1

Càrregues variables:

$$\Psi_2 = 0,3$$

$$k_{def} = 0,6$$

$$\Psi_2 * k_{def} = 0,3 * 0,6 = 0,18$$

$$\delta_{dif,var} = 3,87 * (1 + 0,18) = 4,57 mm$$

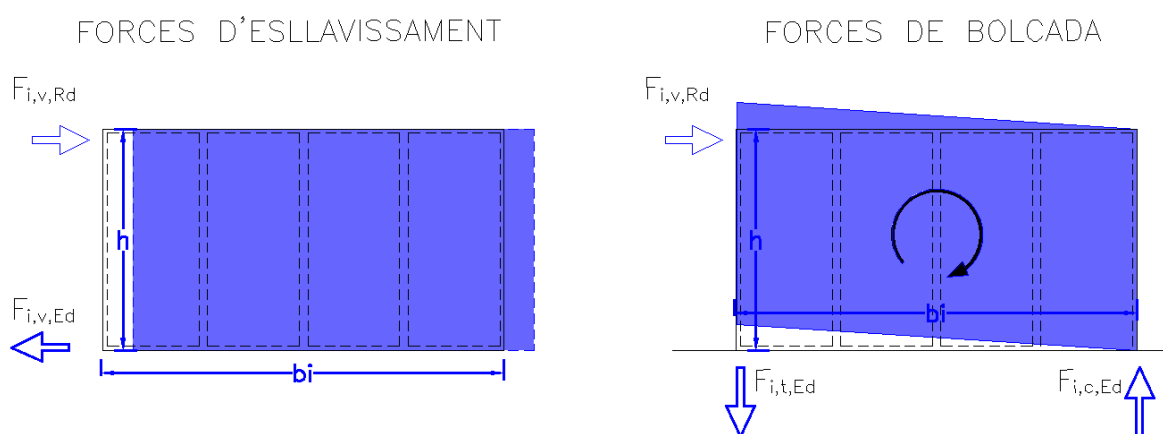
L= 2,78m		$\delta_{dif}= 4,52mm$	
L/500	L/400	L/350	L/300
5,56	12	13,71	16
		COMPLEIX	COMPLEIX

11- Murs de tancament

Els muntants dels edificis amb el sistema d'entramat lleuger solen estar revestits en una o en les dues cares amb un revestiment, que normalment són panells OSB, firmament fixat als muntants i als dorments que formen l'esquelet de l'estructura, permetent que la paret actuï com un diafragma rígid.

Els murs són els encarregats d'aportar l'estabilitat lateral al conjunt. Quan apareixen forces horitzontals produïdes per el vent o per el sisme, els taulers treballen com peces arriostrants que impedeixen que es desquadri l'entramat. Els esforços entre els elements de fusta (muntants i dorments) i els panells es transmeten a través de les fixacions metàl·liques que treballen a tallant.

A més d'intentar desquadrar l'entramat, les forces horitzontals intentaran desplaçar-lo, forces d'esllavissament, produint esforços rasants entre el dorment inferior i el fonament o mur on estigui recolzat el dorment inferior, i també tractaran de bolcar-lo, produint esforços de tracció i compressió en els extrems de l'entramat.



Si la magnitud de les forces horitzontals sobre l'estructura és elevada, haurem d'augmentar la resistència al desquadrament modificant les següents variables:

- Classe resistent de la fusta de l'entramat.
- Tipus de tauler estructural i gruix d'aquest.
- Col·locació de panell estructural en una o dues cares del muntant.
- Tipus de connectors: amb connectors amb grau de resistència més elevat.
- Separació entre connectors per unir el perímetre dels taulers.

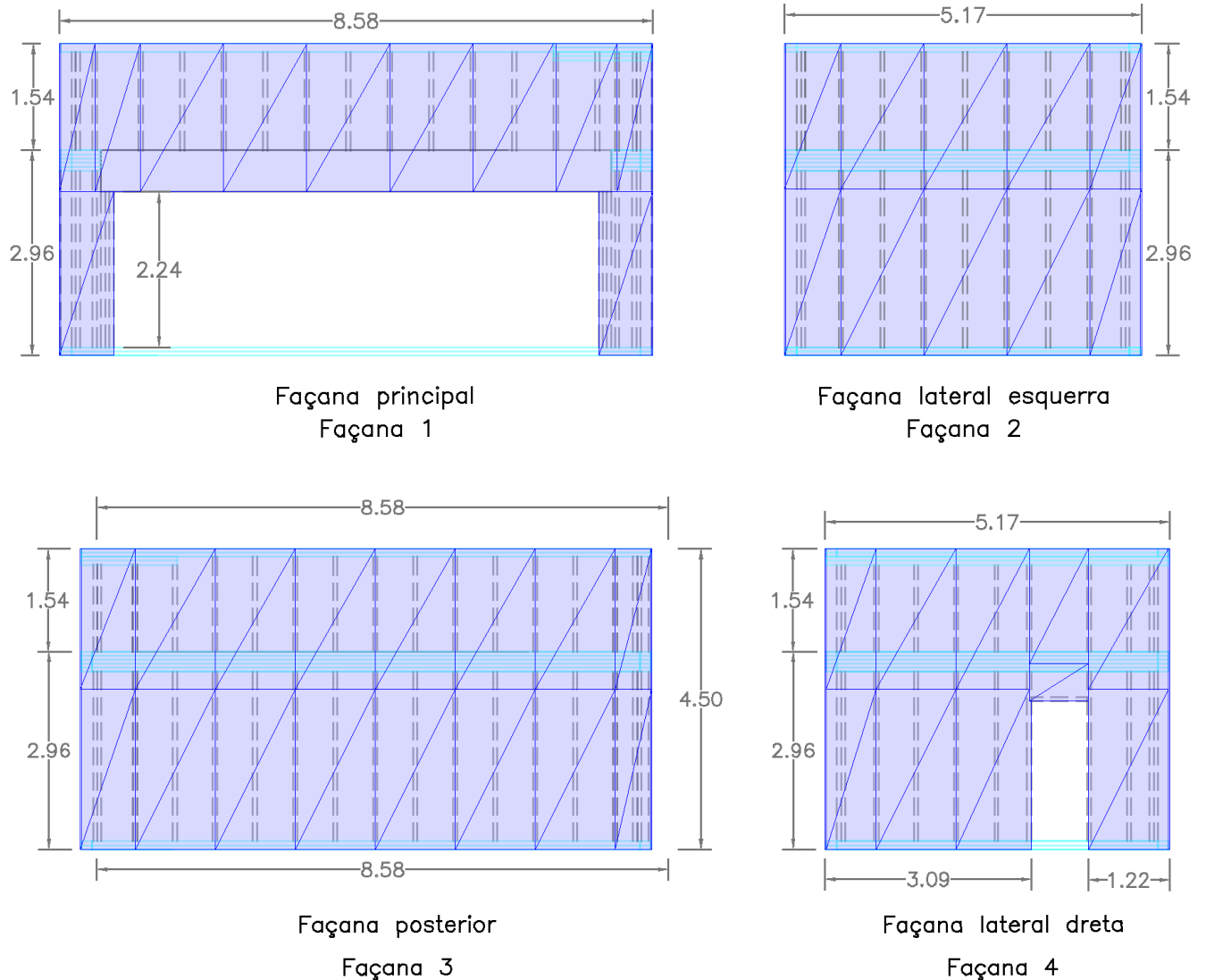
En aquest estudi, s'utilitzarà un mètode de càlcul simplificat basat en el eurocòdig 5, que permetrà determinar la distància que s'hauran de clavar els connectors que uniran els panells de OSB de tancament amb els muntants que formen l'entramat de fusta, segons la seva resistència de disseny.

Tal i com es defineix en el Eurocòdig , un conjunt de paret o mur pot estar format per una o més parets , capaç de formar-se a partir d'un o més panells.

L'edifici de l'anàlisi té una forma rectangular. El tancament dels murs es realitza amb panells OSB de mides estàndard de 120x240 cm.

A continuació es detalla com cada façana de l'edifici està formada per un o més trams de murs. També es detalla la distribució dels panells de OSB. Com la alçada de la PB és superior a la longitud del panell, es fa una distribució dels panells tal i com es grafia en els alçats.

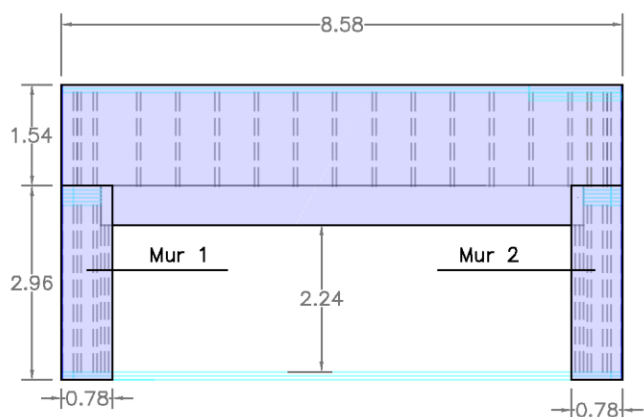
En aquest edifici es preveu que hi ha panells OSB tant a la cara interior com exterior dels muntants de l'entramat, es a dir, els panells es trobaran a totes dues cares.



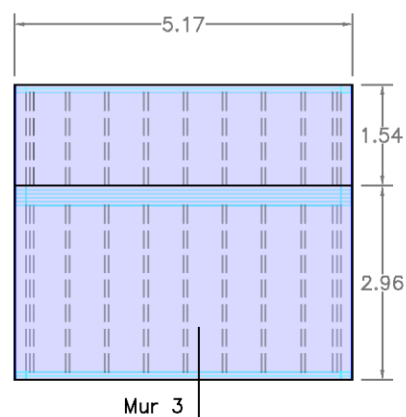
Cada façana tindrà un o varis trams. Cada tram és l'espai entre una cantonada i una obertura o entre una obertura i una altra obertura. Cada tram serà un mur a calcular.

En les façanes que tenim hi ha 6 murs diferents els quals s'hauran de calcular cada un per separat per comprovar que resisteixen els esforços que es produeixen per la força del vent.

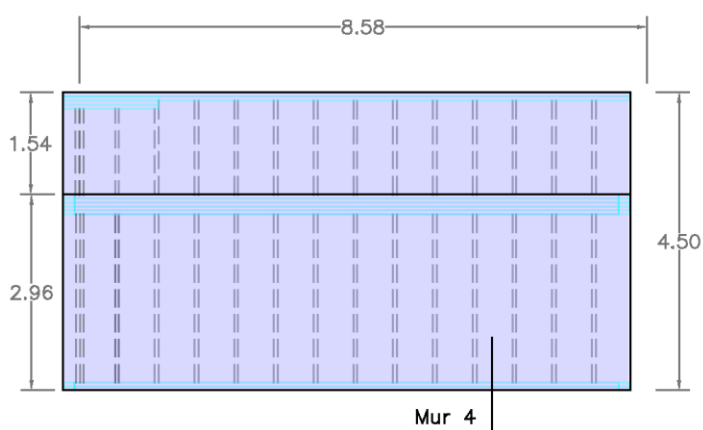
En els següents croquis es detalla com conformarà cada mur de cada façana de l'edifici que s'està analitzant.



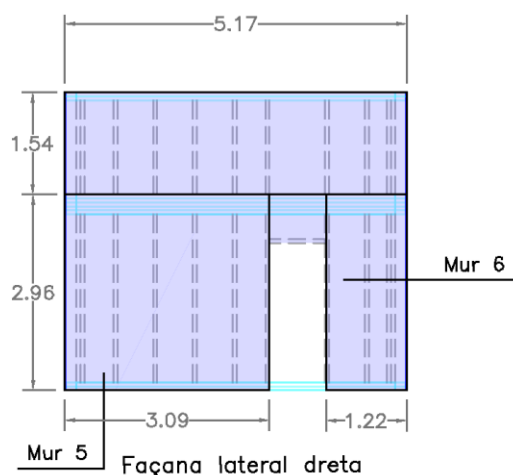
Façana principal



Façana lateral esquerra



Façana posterior



Façana lateral dreta

Els esforços laterals, tal i com s'han calculat anteriorment són:

Força del vent				
	q_b (kN/m ²)	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
Direcció longitudinal	0,52	2	0,8	0,83
Direcció transversal	0,52	2	0,8	0,83

11.1- Càlcul de les forces d'esllavissament.

Els murs de les estructures d'entramat lleuger de fusta estan formats pels muntants de secció petita i separats entre si a una curta distància i pels panells, col·locats en una o a les dues cares dels muntants, fixats amb connectors tipus claus. Les forces horitzontals produïdes per el vent, exerciran una força de d'esllavissament que hauran de suportar els connectors.

Per calcular l'esllavissament, hem de calcular l'equilibri de forces horitzontals, que produeix el vent en el pla perpendicular al que calculem.

	Longitud mur (bi)	Alçada mur (h)
MUR 1	0,78	2,96
MUR 2	0,78	2,96
MUR 3	5,17	2,96
MUR 4	8,58	2,96
MUR 5	3,09	2,96
MUR 6	1,22	2,96

MURS 1 I 2

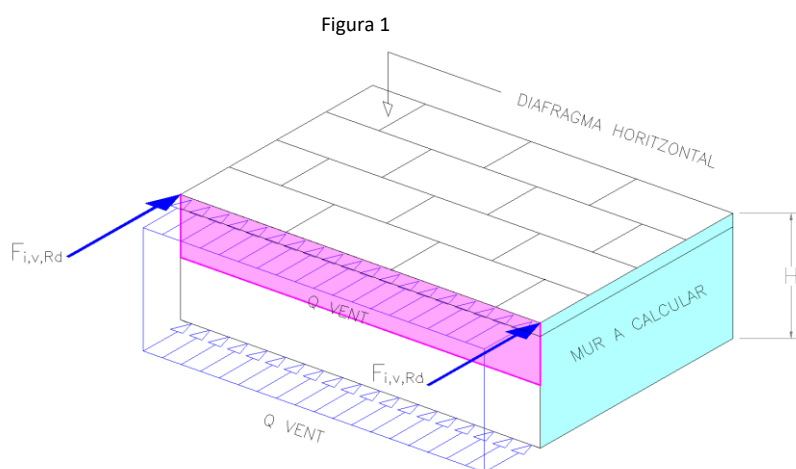


Figura 2

El mur 1 i 2 situats a la façana principal seran els primers a calcular, les seves mides són 0,78 x 2,98

En la figura 2 està acolorit de color blau els murs a calcular.

El $F_{i,v,Rd}$, és la força que rep del vent de la façana perpendicular als murs que s'estan calculant, tal i com es mostra a la figura 1, és a dir, la força del vent (0,83kN/m) multiplicat per l'àrea de la façana d'influència, per tant, el vent que rep de la façana lateral esquerra. Aquesta força del vent es multiplicarà per un

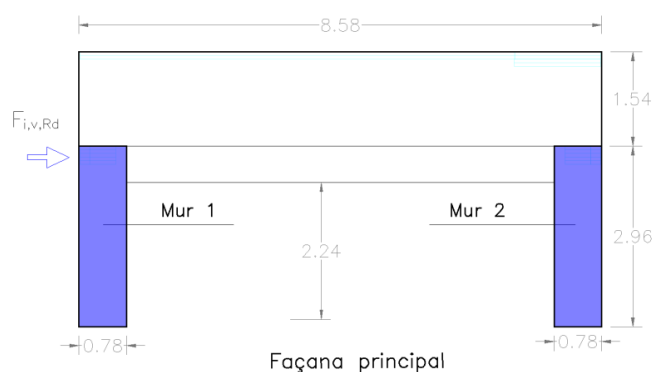


Figura 3

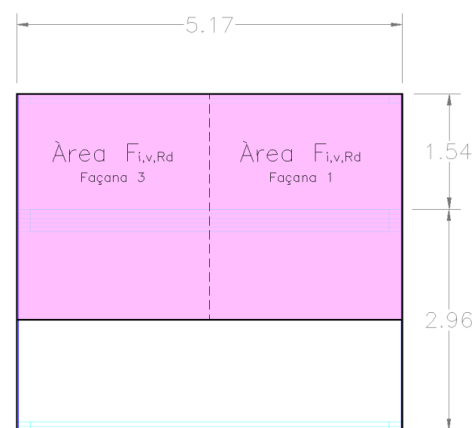


Figura 4

Façana lateral esquerra

coeficient de seguretat de 1,5, ja que es el coeficient que es dona a les forces variables.

A la figura 3 es marca amb color rosa l'àrea on la força del vent té influència. Aquesta àrea està formada per la meitat de la PB i el peto de coberta. Aquesta àrea multiplicada per la força del vent i pel coeficient de seguretat dona com a resultat el valor $F_{i,v,Rd}$, tal i com es mostra en la figura 5.

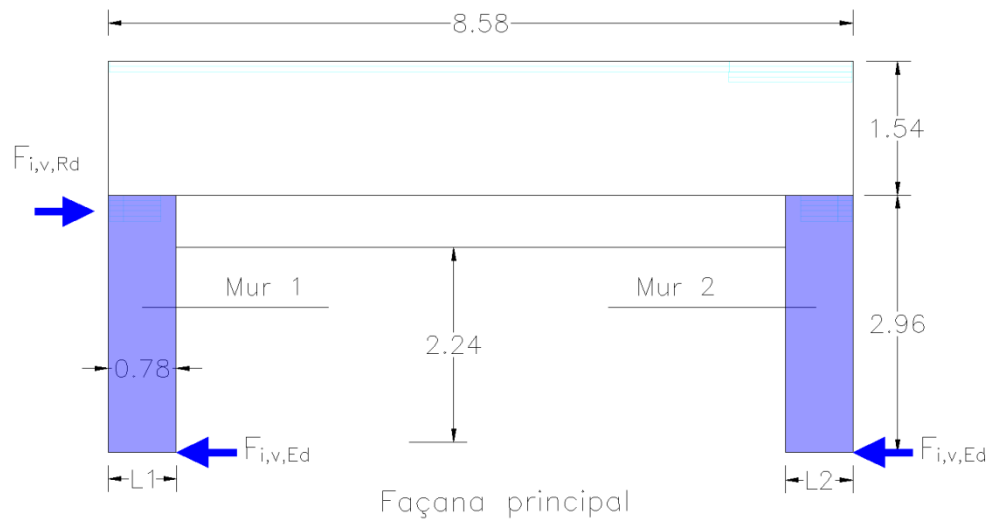


Figura 5

Per tant:

$$F_{i,v,Rd} = Q_{vent} * Area\ vent\ que\ rep * \gamma_G = 0,83 * \left(\frac{2,96}{2} + 1,54 \right) * 5,17 * 0,5 * 1,5 = 9,72\text{kN}$$

El $F_{i,v,Ed}$ de cada mur es trobarà mitjançant l'expressió:

$$F_{i,v,Rd} = F_{i,v,Ed1} + F_{i,v,Ed2}$$

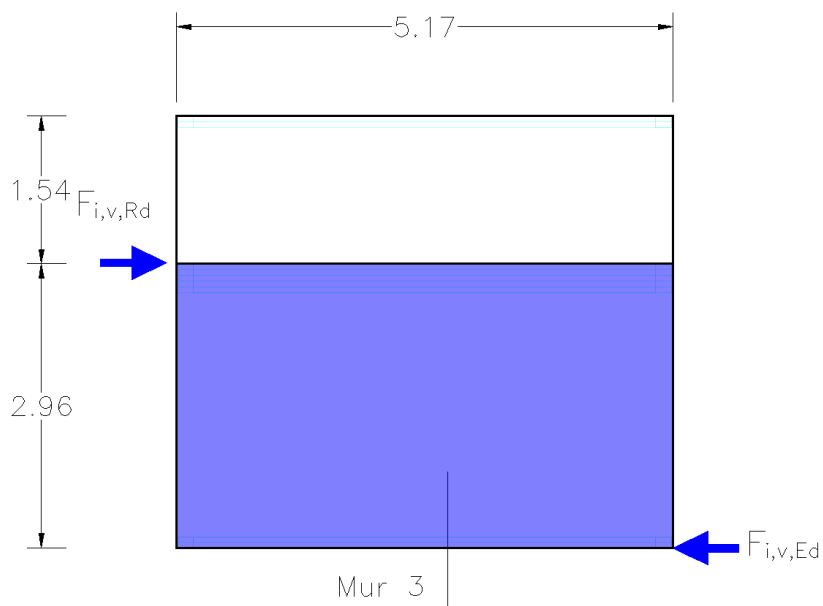
$$F_{i,v,Ed1} = (F_{i,v,Rd} * L1) / (L1 + L2)$$

$$F_{i,v,Ed2} = (F_{i,v,Rd} * L2) / (L1 + L2)$$

$$F_{i,v,Ed1} = F_{i,v,Ed2} = F_{i,v,Rd} / 2 = 9,72 / 2 = 4,86\text{kN}$$

MUR 3

A l'alçat que es veu en la figura 5, s'indica en color blau el mur 3 a calcular, que es troba en la façana 2. El $F_{i,v,Rd}$ que exercirà la força sobre el mur 3, serà l'àrea en color rosa tall i com es mostra a les figures 6 i 7, multiplicat per la força del vent i pel coeficient de seguretat.



Façana lateral esquerra

Figura 6

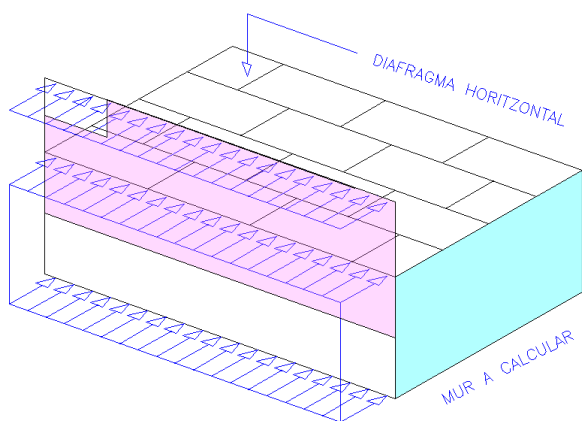
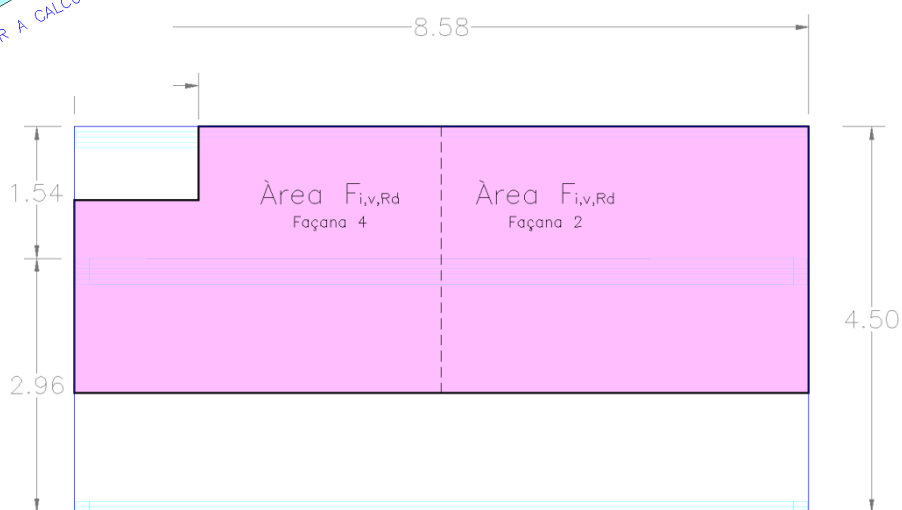


Figura 7

En aquest esquema en volum, es veu de color blau el mur 1 que és el primer mur a del vent que efectuarà la força sobre el mur a calcular. L'àrea en color rosa multiplicada per la força del vent i per el coeficient de seguretat donarà com a resultat $F_{i,v,Rd}$.

La força del vent que s'exerceix en el mur 3, de color blau en figura 6 i, es calcula multiplicant l'àrea d'influència del vent per la força del vent i per el coeficient de seguretat. L'àrea del fent és la que està dibuixada en color rosa en les figures 7 i 8.



Façana posterior

Figura 8

El $F_{i,v,Rd}$ que exerceix la força del vent és el resultat de multiplicar el valor del vent Q_{vent} ($0,83\text{kN/m}^2$) per el coeficient de seguretat (1,5) i per l'àrea d'influència.

$$F_{i,v,Rd} = F_{i,v,Ed}$$

Es calcularà de la següent manera:

$$F_{i,v,Rd}(\text{façana 2}) = Q_{vent} * \text{Area vent que rep} * \gamma_G = 0,83 * \left(\frac{2,98}{2} + 1,54\right) * 8,57 * \frac{1}{2} * 1,5 = 16,16\text{kN}$$

$$F_{i,v,Rd}(\text{façana 4}) = Q_{vent} * \gamma_G * \text{Area vent que rep} \\ = 0,83 * 1,5 * \left(\left(\left(\frac{2,98}{2} + 1,54 \right) * 8,57 * \frac{1}{2} \right) - (1,45 * 1,54 * 0,5) \right) = 14,76\text{kN}$$

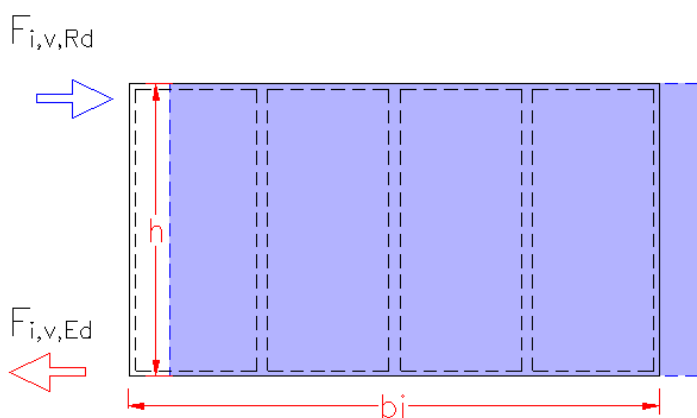
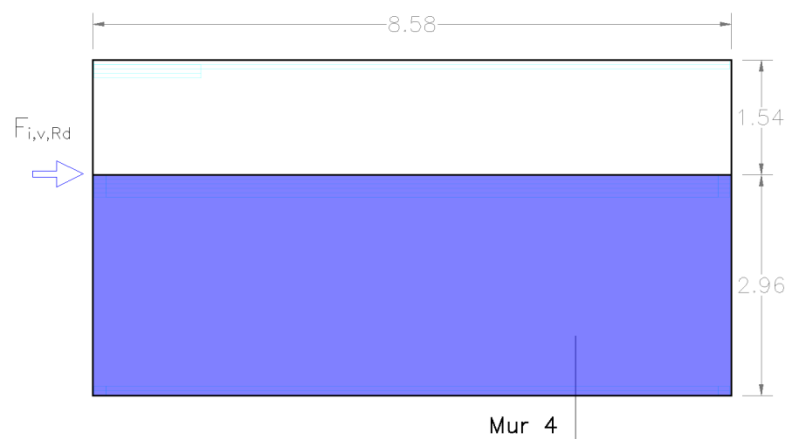


Figura 9

MUR 4

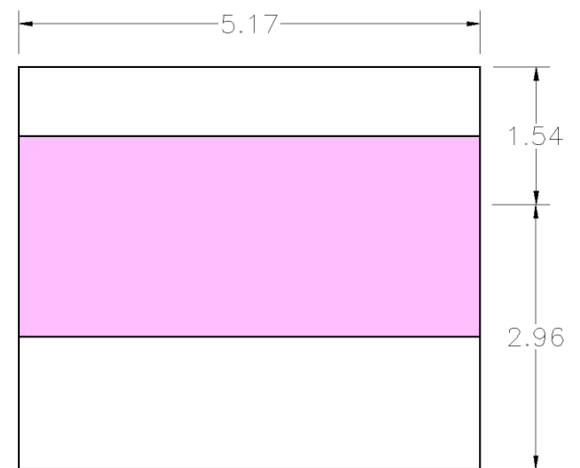


Façana posterior

Figura 10

El mur 4, que es troba a la façana 3, per un costat rebrà la mateixa força $F_{i,v,Rd}$ que el mur 1, ja que tenen les mateixes façanes adjacents, per tant el $F_{i,v,Rd} = 9,72\text{kN}$, que és l'empenta que rebrà de la façana 2.

La façana 4, al tenir doble sostre, l'àrea del vent d'influència que exercirà sobre el mur 4, serà menor que la força que exerceix sobre l'altre façana d'influència, la façana 2, ja que l'empenta del vent quedarà repartida entre els dorments entremitjos i el forjat on es recolzen les bigues que es troba en la part superior del edifici. Es deu a que en aquest tram de façana l'edifici és més alt i no hi ha peto en la coberta. L'àrea d'influència per la força del vent que rep la façana 4 és la que està acolorida en rosa a la figura 11.



Façana lateral dreta

Figura 11

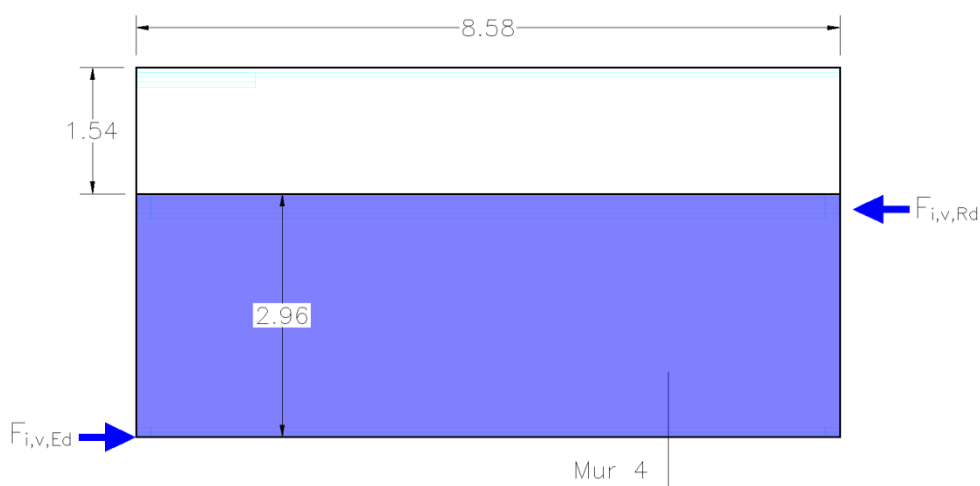


Figura 12

Per tant agafarem com a valor màxim del vent el valor que es rep de la façana 2.

$$F_{i,v,Rd} = F_{i,v,Ed} = 9,72 \text{ kN}$$

MUR 5 I 6

Els murs 5 i 6 reben les forces del vent de les façanes perpendiculars i adjacents a ell que són les de la façana 2 i la façana 4. S'agafen els valors de la façana 2 que són més alts i per tant més desfavorables

$$F_{i,v,Rd} = 16,16 \text{ kN}$$

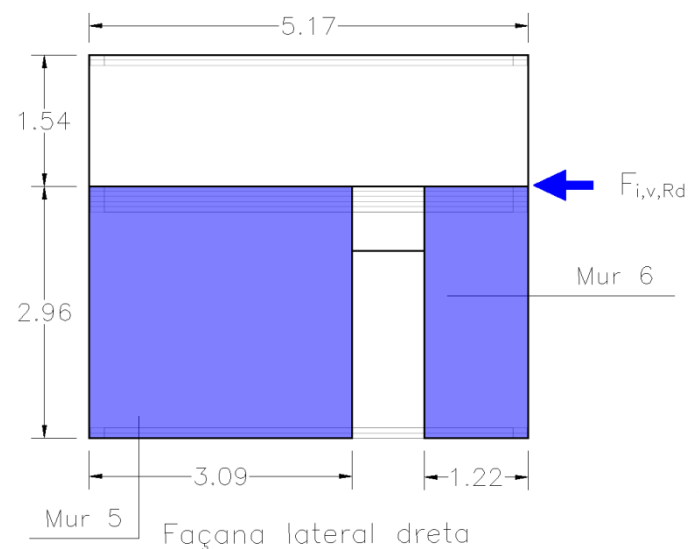


Figura 13

$$F_{i,v,Ed1} + F_{i,v,Ed2} = F_{i,v,Rd}$$

$$F_{i,v,Ed1} = F_{i,v,Rd} \times \frac{3,09}{(3,09+1,22)} = 16,16 \times \frac{3,09}{4,31} = 11,59 \text{ kN}$$

$$F_{i,v,Ed2} = 14,76 - 10,58 = 4,57 \text{ kN}$$

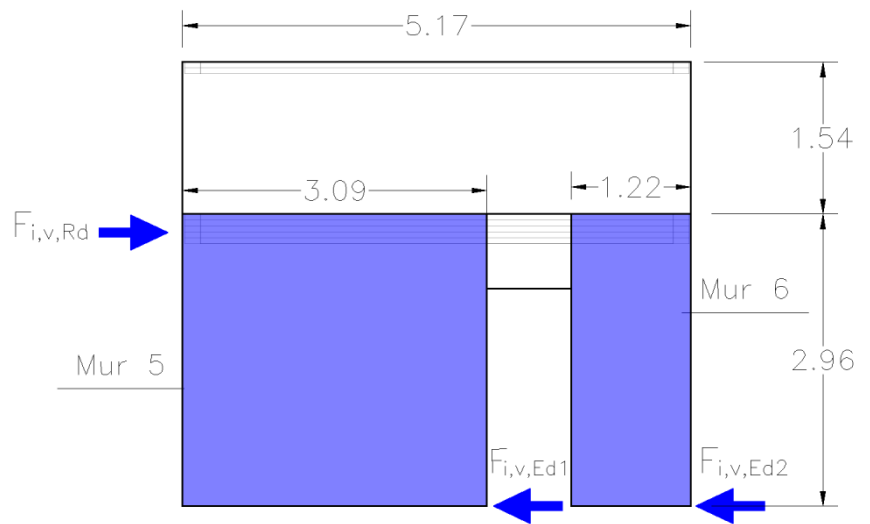


Figura 14

Quadre resum de les forces de vent que reben els 6 murs que té l'edifici del anàlisi i quadre resum dels valors $F_{i,v,Ed}$ de cada mur.

	$F_{i,v,Rd}$ (KN)
Façana 1	9,72
Façana 2	16,16
Façana 3	9,72
Façana 4	14,76

	$F_{i,v,Ed}$ (KN)
MUR 1	4,86
MUR 2	4,86
MUR 3	16,16
MUR 4	9,72
MUR 5	11,59
MUR 6	4,57

11.2- Càlcul de les forces de bolcada.

Les forces horitzontals produïdes pel vent, també poden provocar que l'edificació bolqui, perquè aquest fet no es produeixi, s'haurà de buscar l'equilibri de moments en el sistema.

$$F_{i,v,Rd} * h = F_{i,t,Ed} * b$$

S'haurà de buscar les reacció vertical ($F_{i,t,Ed}$)

Posteriorment s'hauran de calcular les reaccions verticals que rep el sistema degut a les càrregues permanents i variables a les que està sotmès .

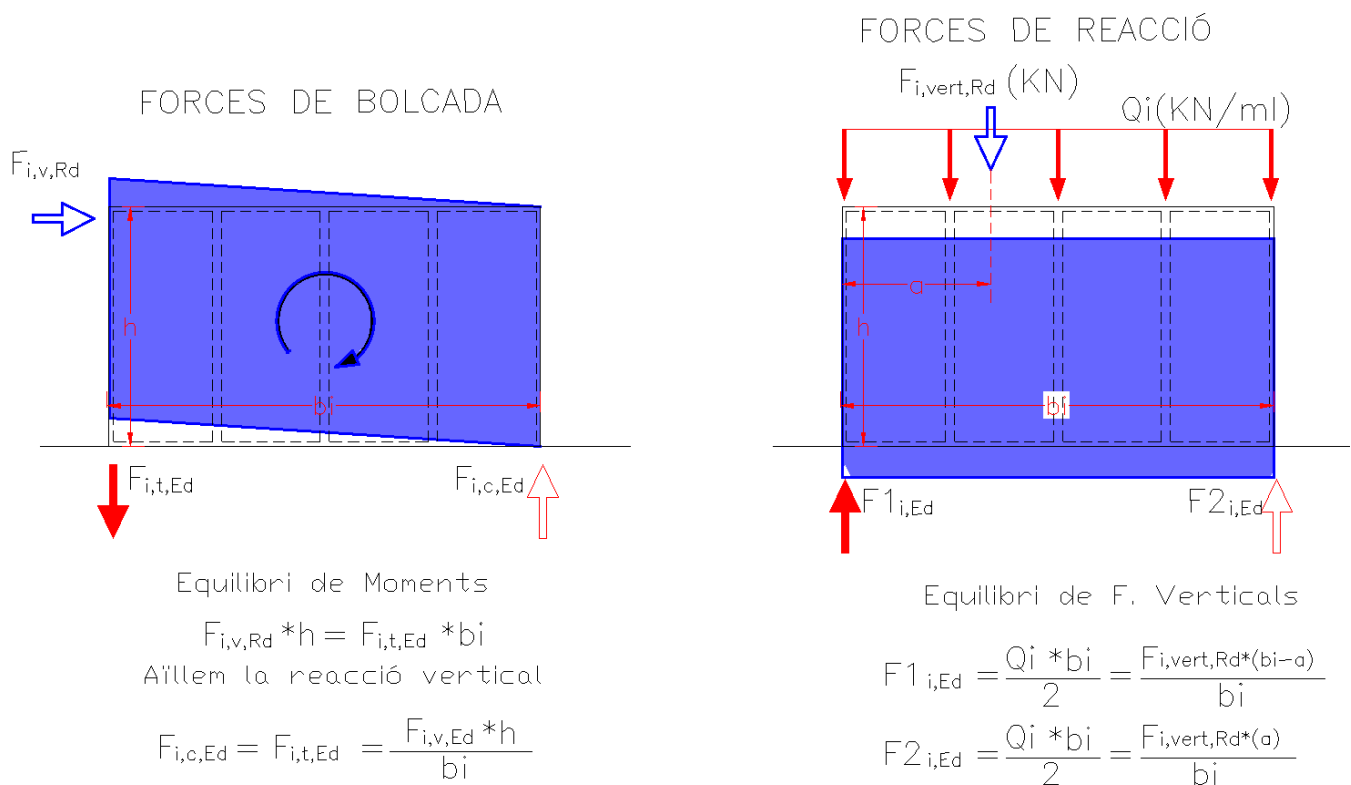
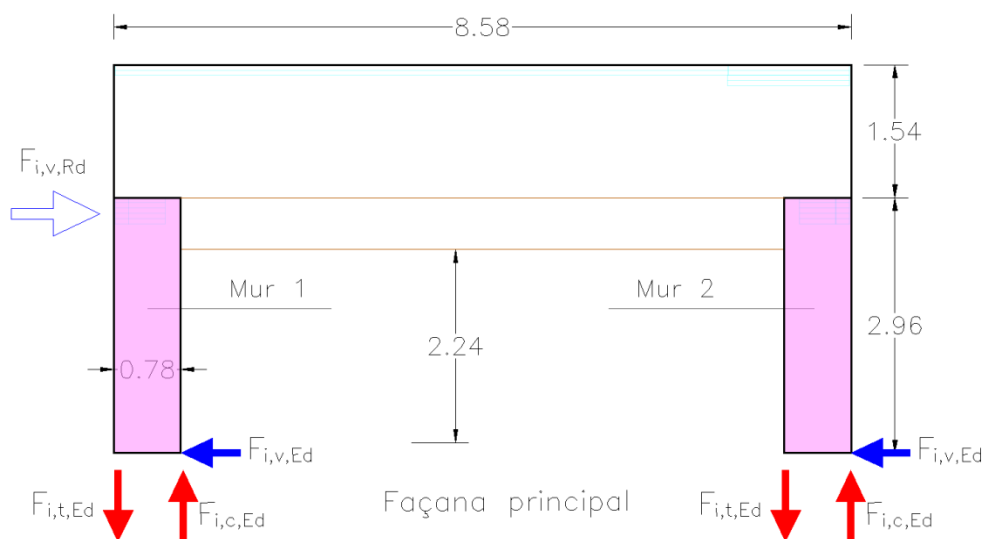


Figura 1

Si $F_{i,t,Ed}$ té un valor més gran que $F_{1,Ed}$, el sistema patirà bolcada, aquestes forces de bolcada les hauran d'assumir els connectors, i per tant s'haurà de fer el càlcul del número de connectors i la distància a la que hauran d'estar separats en el pla vertical en els extrems dels murs.

Es calcularà les forces verticals en els diferents trams de mur, resultant de l'equilibri de moments de l'esforç lateral que produeix el vent per posteriorment sumar-les a les reaccions degudes a les càrregues a les que està sotmès l'edifici.

MURS 1 I 2



Es parteix de les dades trobades en l'apartat anterior.

$$F_{iv,Rd} = 9,72 \text{ kN}$$

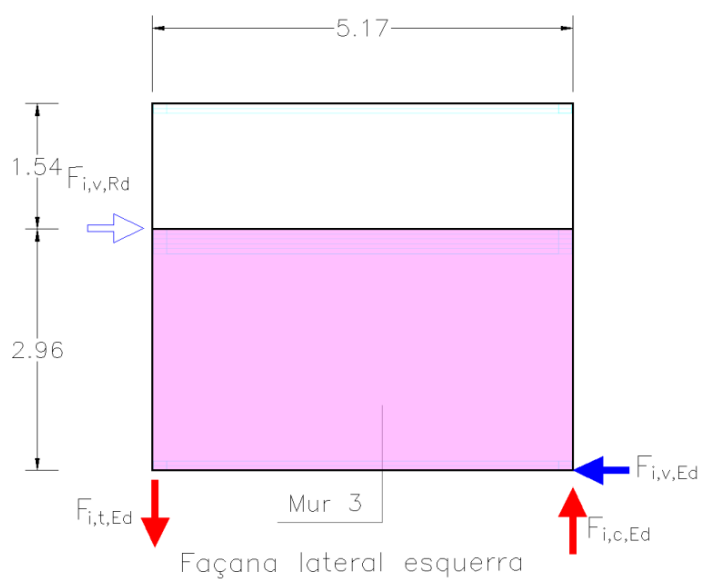
$$F_{iv,Ed} = F_{iv,Rd} / 2 = 4,86 \text{ kN}$$

Figura 2

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{bi} = \frac{4,86 * 2,96}{0,78} = 18,44 \text{ kN}$$

MUR 3

Substituint en el mur 3 per trobar l'esforç que produeix el vent i l'esforç de bolcada que haurà de suportar el mur.



$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{bi}$$

$$= \frac{10,16 * 2,96}{5,17} = 9,25 \text{ kN}$$

Figura 3

MUR 4

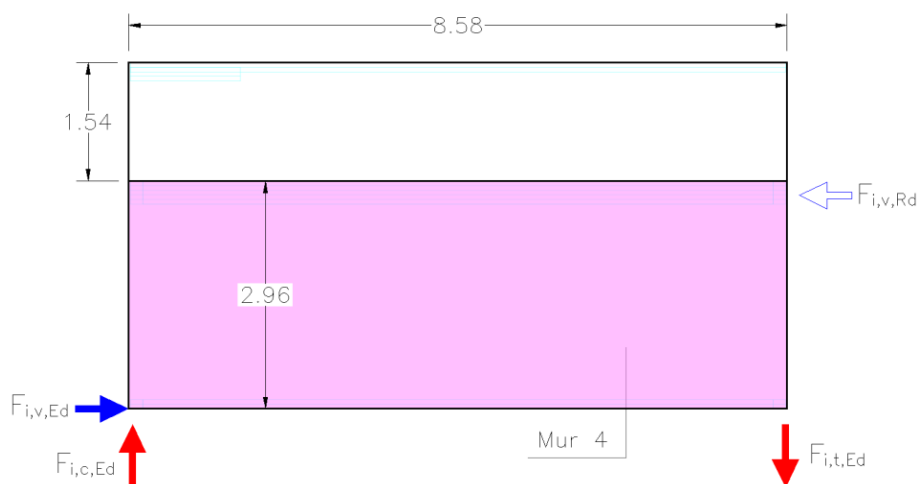


Figura 4

És el que ha de suportar menys esforços de bolcada de tot l'edifici, ja que es tracta del mur continu més llarg de tot l'edifici. Rep les mateixes forces produïdes per el vent que empeny contra la façana 1

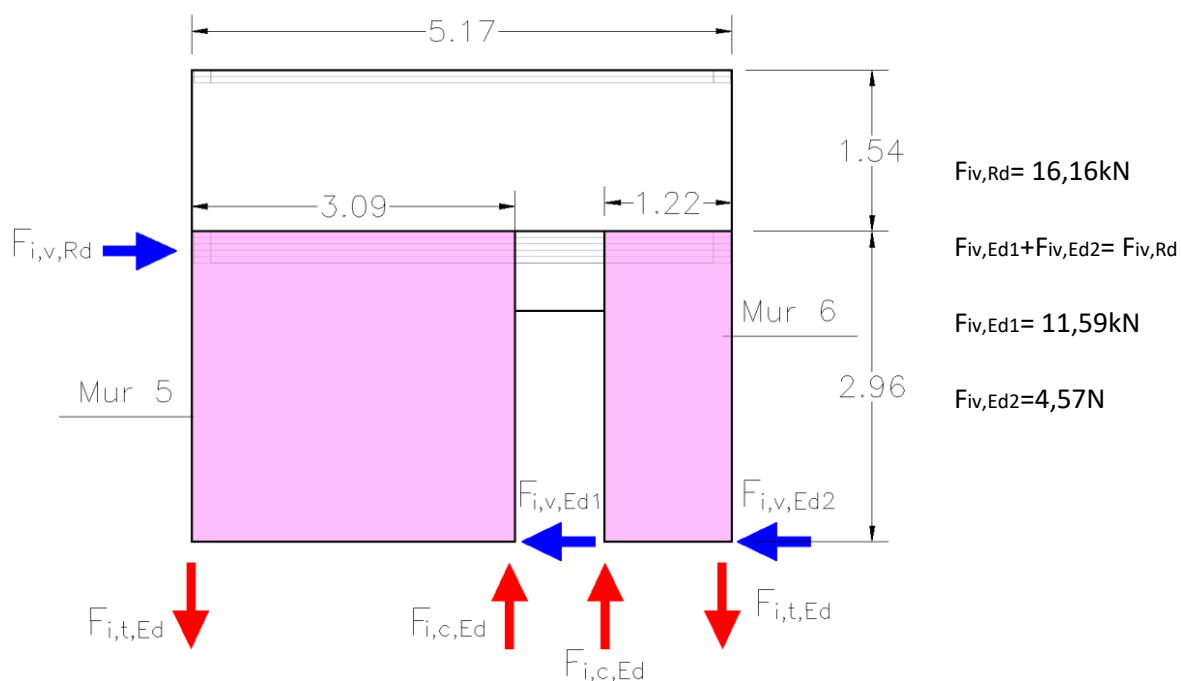
$$F_{iv,Rd} = 9,72 \text{ kN}$$

$$F_{iv,Ed} = 9,72 \text{ kN}$$

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{bi} = \frac{9,72 * 2,96}{8,58} = 3,35 \text{ kN}$$

MURS 5 I 6

Els murs 5 i 6 situats en la façana 4



$$F_{iv,Rd} = 16,16 \text{ kN}$$

$$F_{iv,Ed1} + F_{iv,Ed2} = F_{iv,Rd}$$

$$F_{iv,Ed1} = 11,59 \text{ kN}$$

$$F_{iv,Ed2} = 4,57 \text{ N}$$

Mur 5

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{b_i} = \frac{11,59 * 2,96}{3,09} = 11,10kN$$

Mur 6

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{b_i} = \frac{4,57 * 2,96}{1,22} = 11,08kN$$

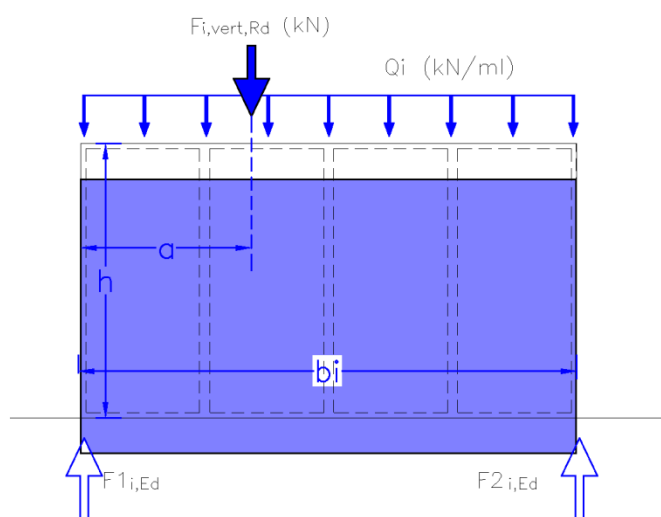
Es realitza el càlcul per tots els 6 murs del edifici.

	$F_{i,c,Ed}/$ $F_{i,t,Ed}$ (kN)
MUR 1	18,44
MUR 2	18,44
MUR 3	9,25
MUR 4	3,35
MUR 5	11,10
MUR 6	11,08

11.3- Càlcul de les forces de reacció.

Serà necessari que hi hagi un equilibri de forces verticals. El sistema aguanta les forces verticals que produeixen les càrregues de l'edifici, que han sigut calculades anteriorment amb el càlcul dels pilars i dels muntants, però hi ha unes altres forces verticals en sentit contrari, produïdes per la resultant vertical de les forces de bolcada, que en cas que siguin superiors a les de les càrregues, es trobarà

l'equilibri del esforç mitjançant connectors col·locats verticalment en els extrems del panell.



S'ha de trobar l'equilibri de forces verticals. Es realitzarà el càlcul en els murs on es recolzin les bigues del forjat, és a dir, en els murs longitudinals, els de les façanes 1 i 3.

$$F_{1i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * (b_i - a)}{b_i}$$

$$F_{2i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * a}{b_i}$$

- Càrrega per m²

$$q_{ELU} = Q_{per} * 1,35 + Q_{var} * 1,5 = 3 * 1,35 + 2 * 1,5 = 7,05 \text{ kN/m}^2$$

- Càrrega per ml

$$q_1 = Q_{ELU}$$

$$F_{1i,Ed} = F_{2i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} = \frac{7,05 * 5,17}{2} = 18,22 \text{ kN/m}$$

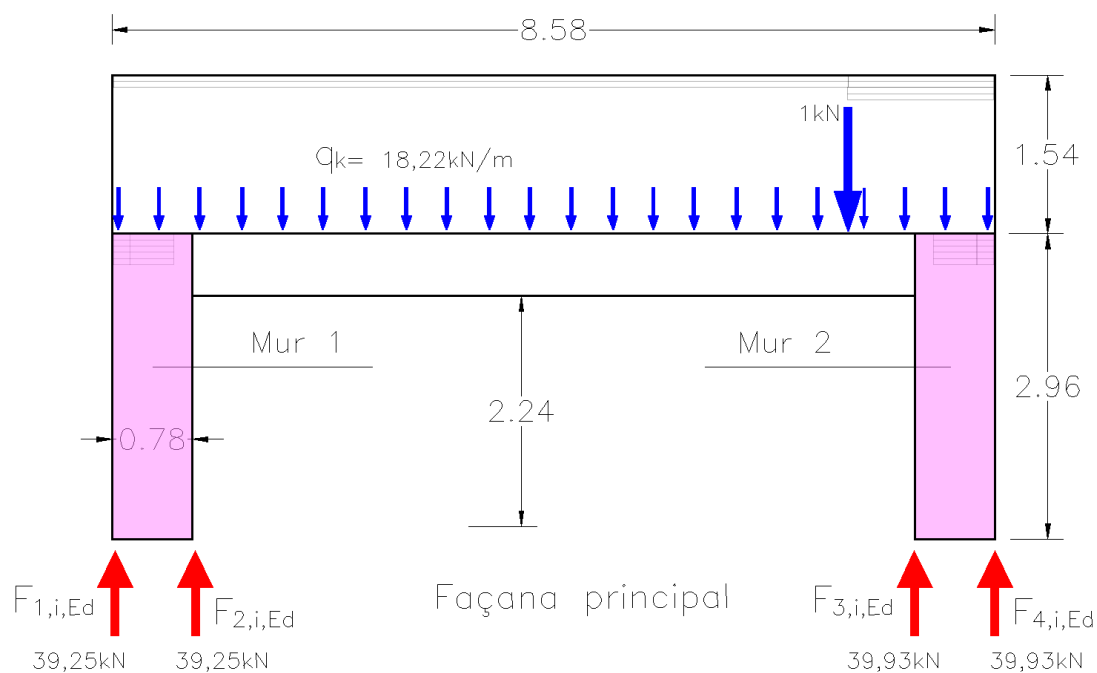
MURS 1 I 2

Mur 1

$$F_{1i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * (b_i - a)}{b_i} = \frac{18,22 * 8,58}{2} + \frac{1 * 1,43}{8,58} = 39,25 \text{ kN}$$

Mur 2

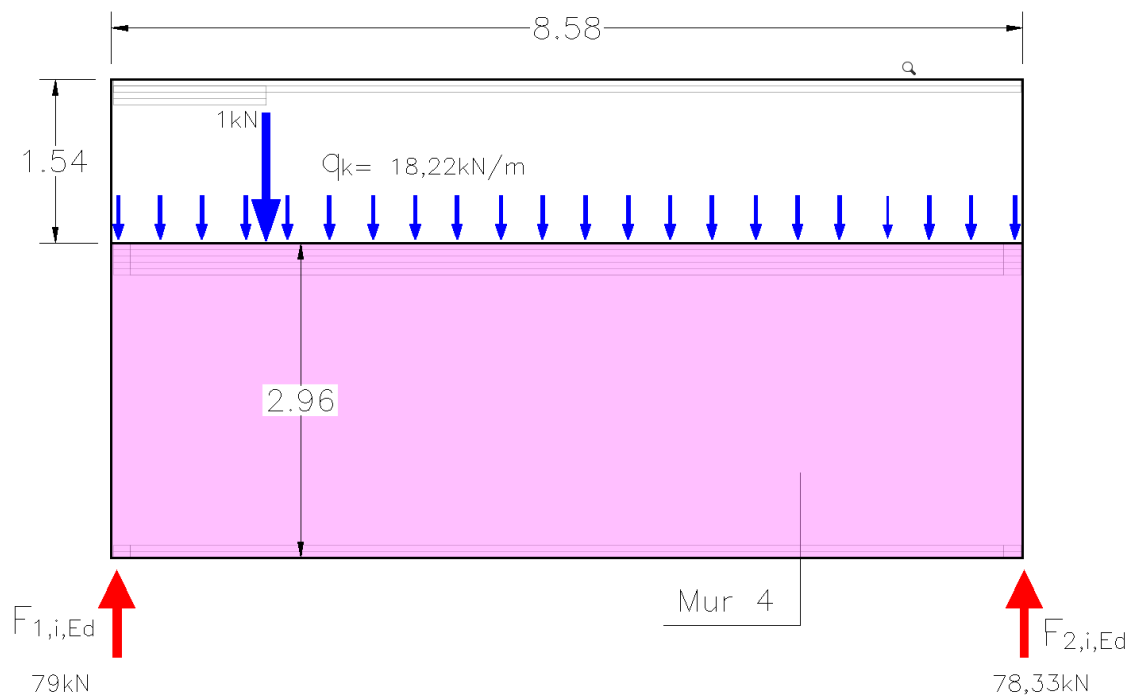
$$F_{1i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * (b_i - a)}{b_i} = \frac{18,22 * 8,58}{2 * 0,78} + \frac{1 * (8,58 - 1,43)}{8,58} = 39,93 \text{ kN}$$



Es realitza el càlcul per el mur de la façana posterior, el mur 4.

$$F_{1i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * (b_i - a)}{b_i} = \frac{18,22 * 8,58}{2} + \frac{1 * (8,58 - 1,43)}{8,58} = 79,00kN$$

$$F_{2i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} + \frac{F_{i,vert,Rd} * a}{b_i} = \frac{18,22 * 8,58}{2} + \frac{1 * 1,43}{8,58} = 78,33kN$$



Una vegada s'han calculat les forces d'esllavissament, bolcada i les forces de reacció que haurà d'aguantar els murs de tancament, s'han de calcular els panells i els connectors adients per suportar-ho.

12- Càlcul dels panells i connectors per assolir estabilitat estructural.

12.1- Condicions bàsiques que han de complir els murs d'entramat lleuger de fusta per càlcul simplificat proposat per Eurocòdi 5

12.1.1- Dimensió perquè el panell formi part del sistema resistent:

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Per comprovar-ho, s'agafa la façana més desfavorable del sistema d'entramat que s'està analitzant, que és:

b=5,17m
h=4,5m

$$\frac{4,5}{5,17} = 0,87 \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

12.1.2- Vinclament del revestiment

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100$$

b_{net} =Separació entre els components verticals de la paret
t= gruix de les capes del revestiment

b_{net} = espai lliure entre muntants $\rightarrow 600-60= 540\text{mm}$

Perquè compleixi aquesta condició, el panell OSB haurà de tenir un gruix mínim de 5,5mm

12.1.3- Mínima força a transferir entre unions (entre panells)= 2,50kN/m

12.1.4- Contribució total= suma de les contribucions

$$f_{i,v,Rd} = \frac{f_{r,Rd} * b_i}{s_0} * k_d * k_{i,q} * k_s * k_n$$

$f_{r,Rd}$ = Resistència de disseny dels connectors a tallant (Els claus)

b_i = longitud horitzontal del tram de mur a calcular

s_0 = Separació del connectors.

S'ha de fer un càlcul previ en per trobar la separació bàsica entre connectors:

$$s_0 = \frac{9700 * d}{\rho_k}$$

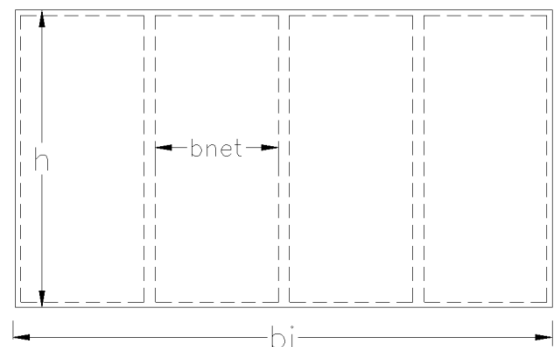


Figura 1

d = diàmetre dels connectors

ρ = densitat dels panells (Kg/m^3)

12.2 Càlcul dels connectors dels murs d'entramat lleuger de fusta.

Una vegada, en el punt anterior s'han trobat la força que exerceixen el vent i les càrregues en els murs, hem de calcular els connectors i la distància entre ells perquè el sistema sigui resistent a aquests esforços

Dades necessàries per el càlcul dels murs, s'agafen de les dades de projecte:

Propietats fusta	
Tipus panell	OSB
Num de cares	2
Gruix panell	22 mm
Densitat fusta muntants	$350 \text{ kg}/\text{m}^3$
Propietats del clau	
Resistència ($F_{r,Rd}$)	930N
Separació de claus	100mm
Coeficients de seguretat	
Accions permanents	1,35
Accions	
Verticals	$5 \text{ kN}/\text{m}^2$
Majorades	$7,05 \text{ kN}/\text{m}^2$

Modelo	Fastener dimensions [mm]		
	l	d	d_h
WSV44E	44	4.6	8.5
WSV51E	51	4.6	8.5
WSV64E	64	4.6	8.5
WSV76E	76	4.6	8.5

Modelo	Panel (OSB, panel de partícules $\rho_k \geq 380 \text{ kg}/\text{m}^3$) / Madera C24 en función del grosor del panel t_p														
	13 [mm]			15 [mm]			18 [mm]			22 [mm]			25 [mm]		
	$R_{ax,k,13}$ [kN]	$R_{v,0,k,13}$ [kN]	$R_{v,90,k,13}$ [kN]	$R_{ax,k,15}$ [kN]	$R_{v,0,k,15}$ [kN]	$R_{v,90,k,15}$ [kN]	$R_{ax,k,18}$ [kN]	$R_{v,0,k,18}$ [kN]	$R_{v,90,k,18}$ [kN]	$R_{ax,k,22}$ [kN]	$R_{v,0,k,22}$ [kN]	$R_{v,90,k,22}$ [kN]	$R_{ax,k,25}$ [kN]	$R_{v,0,k,25}$ [kN]	$R_{v,90,k,25}$ [kN]
WSV44E	2.03	1.27	1.27	-	0.83	0.83	-	0.93	0.93	-	0.93	0.93	-	0.85	0.85
WSV51E	2.42	1.37	1.37	2.42	1.43	1.43	2.23	1.49	1.49	-	1	1	-	1.01	1.01
WSV64E	2.42	1.37	1.37	2.42	1.43	1.43	2.42	1.53	1.53	2.42	1.61	1.61	-	1.01	1.01
WSV76E	2.42	1.37	1.37	2.42	1.43	1.43	2.42	1.53	1.53	2.42	1.61	1.61	2.42	1.61	1.61

Taules extretes de catàleg tècnic de Simpson Strong-Tie.

Es proposen uns connectors especials de fusta de la marca SIMPSON STRONG-TIE, especials per connectar muntants de fusta amb llistons de OSB, i els muntants amb fusta massissa C-24

12.2.1- Comprovació esllavissament amb els claus que es proposen.

$$f_{i,v,Rd} = \frac{f_{r,Rd} * b_i}{s_0} * k_d * k_{i,q} * k_s * k_n$$

- $f_{i,v,Rd}$ = Resistència de disseny del clau, en el cas escollit= 0,93kN
- b_i = ample del mur
- K_d = Factor de la dimensió del panell

$$\left\{ \begin{array}{ll} k_d = \left(\frac{b_i}{h}\right) & \text{quan } \left(\frac{b_i}{h}\right) \leq 1,00 \\ k_d = \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0.4} & \text{quan } \left(\frac{b_i}{h}\right) > 1,00 \text{ i } b_i \leq 4,8 \\ k_d = \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0.4} & \text{quan } \left(\frac{b_i}{h}\right) > 1,00 \text{ i } b_i > 4,8 \end{array} \right.$$

12.2.1.1- Càlcul de K_d segons dimensions dels murs

	Longitud mur (b_i)	Alçada mur (h)	b_i/h	k_d
MUR 1	0,78	2,96	0,26	0,26
MUR 2	0,78	2,96	0,26	0,26
MUR 3	5,17	2,96	1,75	1,21
MUR 4	8,58	2,96	2,90	1,21
MUR 5	3,09	2,96	1,04	1,02
MUR 6	1,22	2,96	0,41	0,41

12.2.1.2- $k_{i,q}$ = Factor de càrrega uniformement distribuïda

$$k_{i,q} = 1 + (0,083 * q_i - 0,0008 * q_i^2) * \left(\frac{2,40}{b_i}\right)^{0,40}$$

$$q_{ELU} = Q_{per} * 1,35 + Q_{var} * 1,5 = 3 * 1,35 + 2 * 1,5 = 7,05kN/m^2$$

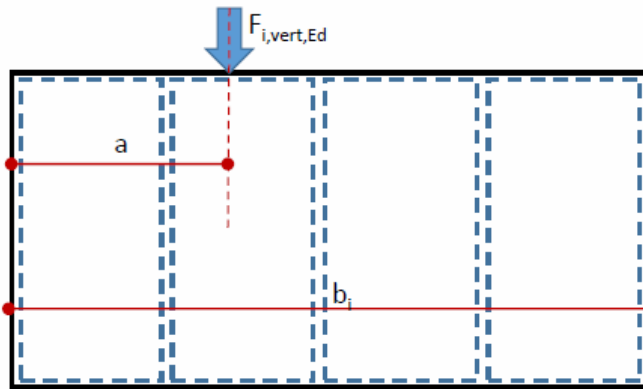
Càrrega per ml

$$q_i = Q_{ELU}$$

$$F_{1i,Ed} = F_{2i,Ed} = \frac{q_i * b_i}{2} = \frac{7,05 * 5,17}{2} = 18,22 \text{ kN/m}$$

Si hi han càrregues puntuals

q_i = Càrrega equivalent uniformement distribuïda (kN/m)



$$q_i = \left(\frac{2 * a * F_{i,vert,Ed}}{b_i^2} \right)$$

Figura 2

La càrrega puntual que hi ha en el edifici que s'està analitzant és la de la finestra-lluernari que hi ha en la part superior:

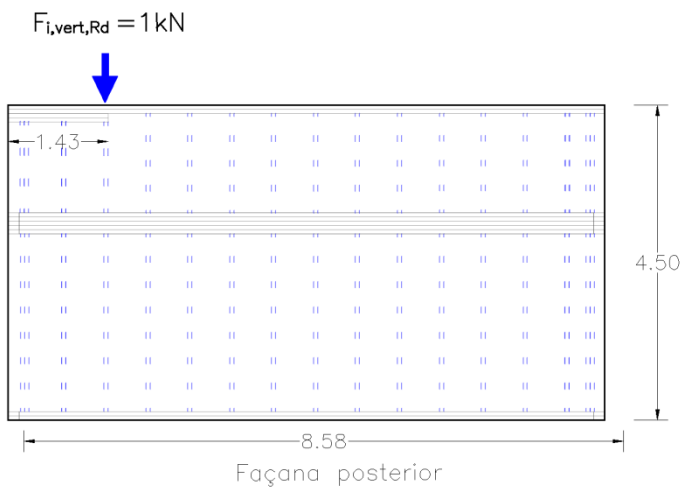


Figura 3

Pes del finestral format per una finestra d'alumini amb vidre doble= 40 Kg/m².

El finestral serà de 4,5x1m= 35*4.5= 180Kg : Cada costat de mur aguantarà 90kg ≈ 1kN

$F_{i,vert,Ed}$ = Càrrega puntual

A= Distància entre l'aresta del panell i la posició de la resultant

$$q_i = \left(\frac{2 * a * F_{i,vert,Ed}}{b_i^2} \right)$$

El qi s'aplicarà únicament en els murs 2 i 4

$$q_{imur\ 2} = \left(\frac{2 * 1,43 * 1}{0,78^2} \right) = 4,7kN/m$$

$$q_{imur\ 4} = \left(\frac{2 * 1,43 * 1}{8,58^2} \right) = 0,039kN/m$$

Si no hi ha càrrega vertical aplicada, qi =1

Com els murs 3,5 i 6 no són murs de càrrega, el Ki,q, serà=1, en els murs 2, 3 i 6 es calcula segons l'expressió

$$k_{i,q\ mur\ 1} = 1 + ((0,083 * (18,22 + 4,7) - 0,0008 * (18,22 + 4,7)^2) * \left(\frac{2,40}{0,78} \right)^{0,40}) = 2,96$$

	ki,q
MUR 1	2,96
MUR 2	2,97
MUR 3	1,00
MUR 4	1,75
MUR 5	1,00
MUR 6	1,00

12.2.1.3- Ks= Factor d'espaiat entre connexions

$$k_s = \frac{1}{0,86 * \left(\frac{s}{s_0} \right) + 0,57}$$

s= distància entre els connectors al voltant del perímetre.

S0= distància màxima recomanada entre connectors

Recordatori:

$$s_0 = \frac{9700 * d}{\rho_k} = \frac{9700 * 0,0046}{350} = 127,49mm$$

$$k_s = \frac{1}{0,86 * \left(\frac{s}{s_0} \right) + 0,57} = \frac{1}{0,86 * \left(\frac{100}{127,49} \right) + 0,57} = 0,87$$

12.2.1.4- Kn= Factor del material de revestiment

a. Si el revestiment és en una sola cara:

$$k_n = 1$$

b. Si el revestiment és a les dues cares:

$$k_n = \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5 * F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}}$$

$F_{i,v,Rd,max}$ = Tensió rasant de disseny del revestiment més resistent

$F_{i,v,Rd,min}$ = Tensió rasant de disseny del revestiment menys resistent

Com es col·locarà el mateix revestiment a les dues cares, el valor k_n serà igual a 1,5

CÀLCUL de la força d' esllavissament que poden suportar els connectors separats 100 mm

$$f_{1,v,Rd} = \frac{f_{t,Rd} * b_i}{s_0} * k_d * k_{i,q} * k_s * k_n$$

Mur 1

$$f_{1,v,Rd} = \frac{930 * 780}{127,48} * 0,26 * 2,96 * 0,87 * 1,5 = 117,26kN > 5,31 kN \rightarrow \text{COMPLEIX}$$

Es fa el mateix càlcul amb tots els murs del edifici, que es resumeix en el següent quadre.

	$f_{i,v,Rd}$ (kN) que suporten els connectors	$F_{i,v,Ed}$ (KN) que exerceix la força del vent
MUR 1	5,31	4,86
MUR 2	5,31	4,86
MUR 3	55,15	16,16
MUR 4	159,56	9,72
MUR 5	27,64	11,59
MUR 6	4,42	4,58

Amb aquests resultats es veu que els connectors en la cara inferior del panell estan clavats cada 100mm, suporten les forces d'esllavissament, excepte en el mur 6.

Per fer que si que aguantí s'haurà d'adoptar una de les següents opcions:

- Els connectors han d'estar a una distància més curta. Si es col·loquen cada 90mm en el pla inferior horitzontal ja compliria, ja que resistirien 4,67kN.
- Connectors amb resistència més elevada. Si es possessin uns connectors amb una resistència ($F_{t,Rd}$)= 1000N i es deixessin separats 100mm, també funcionaria, ja que els connectors resistirien 4,75kN.

12.2.2- Càlcul connectors per evitar la bolcada

Tal i com s'ha comentat en el punt 10.2, perquè l'estructura no pateixi un moviment de bolcada, s'han de calcular les forces verticals resultants de l'acció horitzontal produïda pel vent ($F_{i,t,Ed}$), i sumar-les a les forces de reacció produïdes per les reaccions verticals degudes a la càrrega a la que està sotmès l'edifici.

Aquestes dues forces que es troben en el mateix pla, tenen signe contrari. Si la força vertical resultant de l'equilibri de moments ($F_{i,v,Rd}$) és superior a la força de reacció produïda per les càrregues i el pes de l'edifici ($F_{1,t,Ed}$) existeix perill de bolcada, i es soluciona amb connectors verticals que anem a calcular.

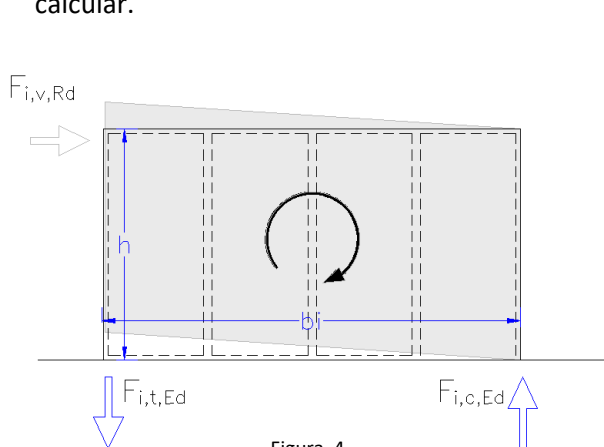


Figura 4

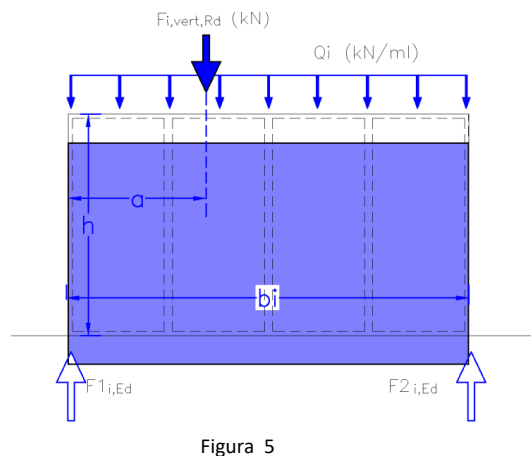


Figura 5

12.2.2.1. Màxima força vertical a tenir en compte ($F_{v,Ed}$)

$$F_{1,y} = F_{t,Ed} - F_{1,q,Ed}$$

Resultats obtinguts en apartat 10.2 i 10.3, ens els que $F_{i,c,Ed}$ són els valors de la força vertical resultant del bolcada i $F_{i,Ed}$ la resultant de les foques de la càrrega (figura 5). S'han restat les forces, ja que tenen sentit contrari. Si el resultat és negatiu no hi ha perill de bolcada, si és positiu sí que n'hi ha.

El valor $F_{i,Ed}$ s'ha pres com a zero, en els murs que no són de càrrega. S'ha obviat el pes de les bigues de vora.

	$F_{i,t,Ed}$	$F_{i,Ed}$	$F_{i,t,Ed} - F_{i,Ed}$
MUR 1	18,44	39,25	-20,81
MUR 2	18,44	39,93	-21,49
MUR 3	9,25	0	9,25
MUR 4	3,35	78,33	-74,98
MUR 5	11,1	0	11,1
MUR 6	11,08	0	11,08

12.2.2.2. Màxima força vertical entre panells adjacents

Els murs 1 i 2 i 4 al ser el resultat negatiu no es calcularan. Sí que s'han de calcular i comprovar els murs 3, 5 i 6.

Han de complir la següent condició

$$F_{1,m} = \frac{F_{1,p}}{h_p} \text{ Condicio } \rightarrow F_{1,m} > 2,5 \text{ kN/m}$$

On:

$$F_{1,p} = F_{t,Ed} - F_{1,q,Ed} + \frac{(num_{panells} - 1) * q_d * b_i}{num_{panells}}$$

Els murs 1 i 2 no es calculen perquè no tenen panells adjacents

Es fa càlcul per mur 3

$$F_{1,p} = 9,25 + \frac{5 * 0 * 5,17}{6} = 9,25 \text{ kN}$$

$$F_{1,m} = \frac{F_{1,p}}{h_p} = \frac{9,25}{2,96} = 3,13 > 2,5 \text{ Compleix}$$

Es fa el càlcul per els murs, 5 i 6

El mur 4 al ser més grans les forces de compressió que les de bolcada el valor $F_{i,c,Ed} - F_{i,t,Ed}$, no es calcula

	$F_{i,t,Ed}$ (kN)	$F_{i,q,Ed}$ (kN)	$F_{i,c,Ed} - F_{i,t,Ed}$ (kN)	Num panells en mur	F1P (kN)	H _p)	$F_{i,m} = F_{1,p}/h_p$	Condició $F_m > 2,5 \text{ kN/m}$
MUR 3	9,25	0	9,25	6	9,25	2,96	3,13	COMPLEX
MUR 5	11,10	0	11,10	6	11,10	2,96	3,74	COMPLEX
MUR 6	11,08	0	11,08	6	11,08	2,96	3,74	COMPLEX

12.2.2.3. Una vegada es sap el valor que exerceixen les forces de bolcada i reacció, es calcularan el nombre de connectors i la separació entre ells.

12.2.2.4.

- Nombre de connectors necessaris(n_v)

$$n_v = \frac{F_{1,m}}{F_{v,Rd}} * h_p = \frac{3,74 * 10^3}{930} * 2,96 = 12,3 \text{ ut}$$

- Separació entre connectors en el pla vertical

$$s_p = \frac{h_p}{n_v} = \frac{2,96 * 10^3}{13} = 227mm$$

12.2.3 Comprovació de les unions dels muntants laterals.

En els punts anteriors s'han calculat els connectors necessaris per evitar l'esllavissament i la bolcada dels diafragmes dels murs de tancament.

Perquè els muntants aguantin els esforços de bolcada i esllavissament es col·loquen en les cantonades de cada tram de mur uns ferratges tipus angular de tracció, tal i com es mostra en la figura 6. Els angulars hauran de resistir la tracció deguda a la bolcada que produiran les accions horitzontals. Aquestes forces horitzontals produiran esforços de tallant que hauran de suportar els claus que uneixen els angulars amb el muntant dels panells.

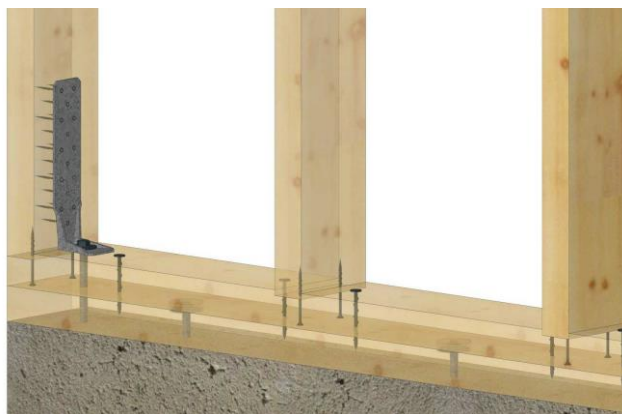


Figura 6

S'escullen com a elements de fixació claus de la marca Simpson StrongTie que tenen una resistència a tallant de 1000N per unitat.

Anteriorment s'han calculat els esforços de bolcada als que estan sotmesos els murs del edifici, com sabem que la resistència que cada clau a tallant, definim el nombre d'unitats de claus que han de suportar cada ferratge angular.

	$F_{i,c,Ed}/F_{i,t,Ed}$ (KN)	Numero de claus
MUR 1	18,44	19
MUR 2	18,44	19
MUR 3	9,25	10
MUR 4	3,35	4
MUR 5	11,10	12
MUR 6	11,08	12

Per poder resistir els esforços d'esllavissament horitzontal, el mur és aguantat per anclatges horitzontals tals com claus o pernys a lo llarg de la placa base o dorments inferiors, suficients per resistir les forces aplicades. En el cas de l'edifici d'estudi, els dorments es clavaran amb claus estructurals que subjectaran la placa base amb el mur de formigó armat sobre el qual s'aixeca l'estructura d'entramat lleuger de fusta. Aquest claus hauran de resistir les forces que el vent exerceix.

Es proposen uns claus d'altres prestacions per clavar els ferratges angulars al formigó, de la marca Simpson StrongTie de THD M8-160/95, de 160 mm de llarg i amb una resistència de càlcul a tallant de 11,7kN cada unitat.

	$F_{i,v,Ed}$ (KN)	Número de claus
MUR 1	4,86	1
MUR 2	4,86	1
MUR 3	16,16	2
MUR 4	9,72	1
MUR 5	11,59	1
MUR 6	4,58	1

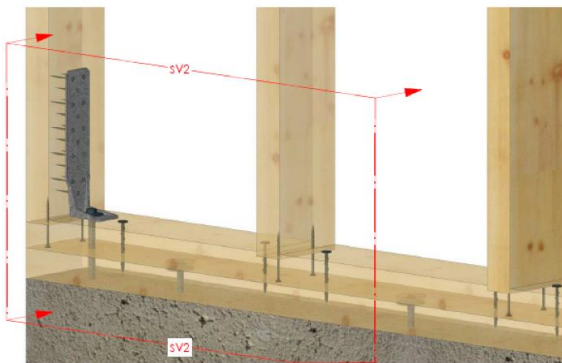


Figura 7

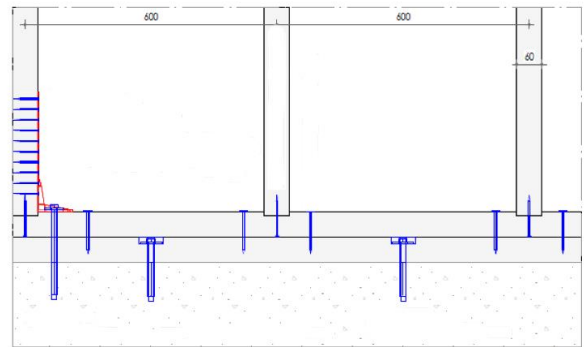


Figura 8

12.2.4 Comprovació del gruix de revestiment

Per comprovar el gruix del revestiment s'han de fer dues comprovacions:

Gruix panell OSB=22mm

B_{net} = 540mm

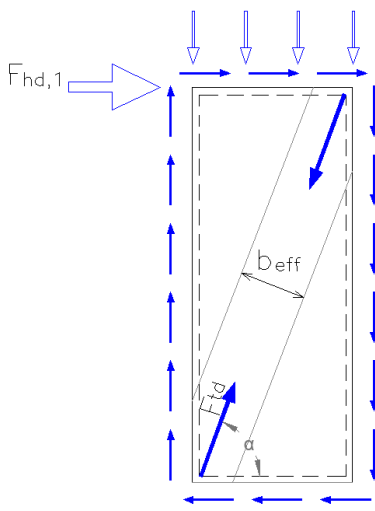


Figura 10

$$T_d = \frac{F_{hd,1}}{\cos \alpha}$$

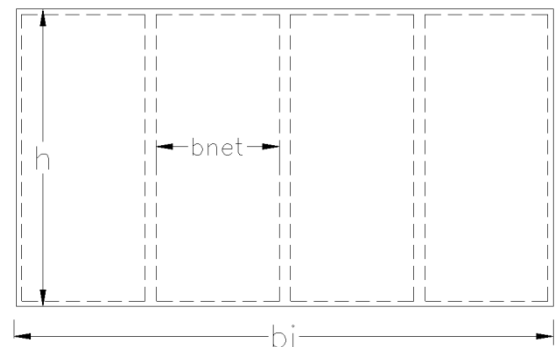


Figura 9

$$Rati = \frac{b_{net}}{t_{OSB}} = \frac{540}{9} = 60 \leq 100: \text{COMPLEIX}$$

$$t \geq \frac{T_d}{b_{eff} * f_{t,d}}$$

On:

t (mm)= Distància entre connectors

$F_{hd,1}$ = Força horitzontal donada pel vent

b_{eff} = ample del revestiment considerat. Acostuma a ser=500mm

$f_{t,d}$ = resistència a tracció perpendicular del panell= 8,2kN/mm²

$$F_{h,d} = \frac{0,83 * \left(\frac{2,96}{2} + 1,54\right) * 8,58}{2} = 10,75kN$$

$$T_d = \frac{F_{hd,1}}{\cos\alpha} = \frac{10,89}{\cos_{67,96}} = 29,02kN$$

$$t \geq \frac{T_d}{b_{eff} * f_{t,d}} \geq \frac{29,02 * 10^3 N}{500mm * \frac{8,2N}{mm^2}} \geq 7,07mm$$

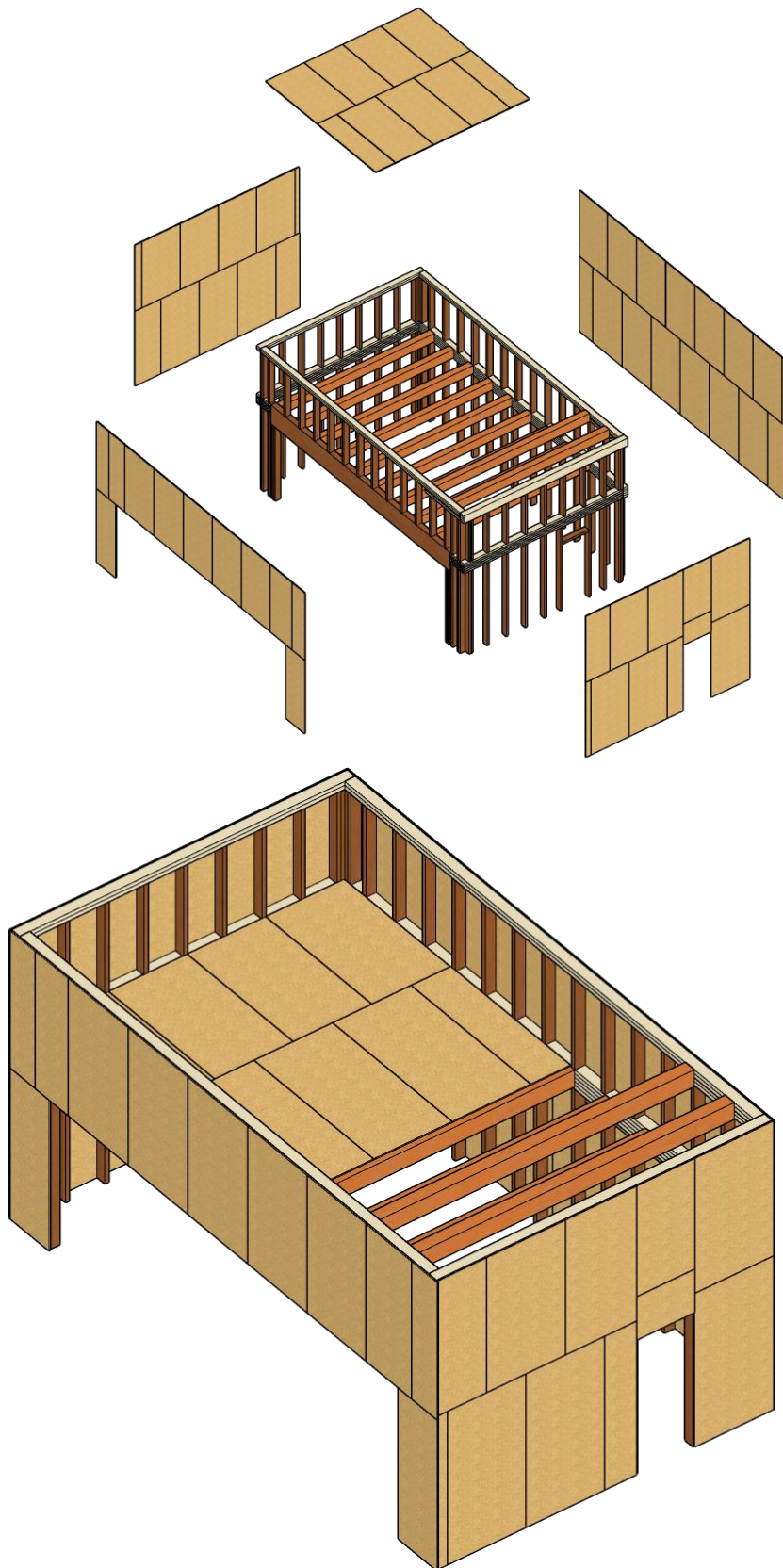
El gruix del revestiment ha de ser superior a 8mm.

Una vegada calculats tots els esforços, com a resum tenim els següents valors

RESULTATS	
Ample panell	>7 mm
Resistència connectors panell	930 mm
Separació connector base (esllavissament) Murs 1,2,3,4,5.	100mm
Separació connector base (esllavissament) Murs 6	90mm
Separació en el pla vertical	227mm

El CTE DB SE-M diu en el punt 10.4.2.3: en les consideracions constructives, la separació màxima entre connectors en els muntants centrals ha de ser de 300mm. Com el valor de càlcul ens ha donat 227mm, agafarem aquest segon. També diu que els connectors perimetrals en els muntants seran de 150mm. Al ser més restrictiu que el nostre càlcul, agafarem com a separació perimetral vertical de 150mm.

S'adjunten unes imatges en 3D del edifici projectat en el que es pot observar la distribució de les bigues, els muntants i els panells



Imatges de l'edifici que s'ha calculat, separant l'esquelet de l'edifici dels panells exteriors. (També porten panells interiors però no s'han dibuixat)

Detall en 3D de l'edifici i calculat amb part del panells de tancament col·locats. Es veu la distribució de part de les bigues i dels muntants.

13- Conclusions

Després d'analitzar el sistema estructural d'entramat lleuger de fusta mitjançant el càlcul dels diferents elements que formen l'estructura tant individualment com conjuntament, podem concloure que els elements estructurals de secció reduïda, treballant en conjunt amb els panells de tancament i suportats amb els connectors necessaris, són capaços de suportar les càrregues i els esforços tant verticals com horitzontals a les que està sotmès l'edifici.

Primerament s'han calculat els elements més simples que formen l'esquelet de l'edifici, tals com les bigues de forjat, bigues de vora, jàsseres, pilars i muntants, que seran els encarregats de suportar les càrregues verticals de l'edifici: el pes propi, les càrregues i sobre càrregues d'ús, o de neu.

Posteriorment s'ha comprovat com les façanes formades per muntants de secció reduïda i col·locats a una distància molt curta, treballen conjuntament com un diafragma rígid, és a dir, com una paret de càrrega capaç de suportar els esforços horitzontals produïts pel vent i evitar que l'edifici pateixi esllavissament i bolcada.

Per aconseguir crear aquest diafragma, és necessari que treballin conjuntament els muntants amb els panells i amb els connectors que tenen una funció molt important ja que són els que han de suportar gran part dels esforços i depèn també d'ells l'estabilitat del sistema.

Al igual que les façanes, s'ha comprovat com el pla horitzontal (forjat) treballa com un diafragma, resistint les forces horitzontals a les que està sotmès l'edifici.

Tots els càlculs s'han realitzat segons el càlcul simple proposat per l'Eurocòdi 5 "Projectes d'estructura de fusta"

També s'ha analitzat i calculat el comportament al foc de les bigues i jàsseres que formen aquest sistema constructiu. La fusta és un material combustible, però quan es crema crea una capa carbonitzada que la converteix en un protector natural que actua com un aïllant i retarda l'escalfament del nucli de la fusta i permet que aquesta pugui mantenir la seva integritat estructural durant un temps determinat.

Els muntants, que són de secció més petita, aconsegueixen la protecció davant el foc gràcies als panells de tancament, que revesteixen els muntants.

L'anàlisi de càlcul realitzat en aquest treball s'ha fet amb una petita edificació de forma rectangular, però amb diferents tipologies de disseny de façana, algunes simples i altres amb grans llums i amb necessitat d'incorporar una jàssera per poder assolir les llums. Edificacions més grans i de formes diferents, moltes vegades es poden descomposar en altres més simples de forma rectangular, similars a la analitzada, i és pot aplicar el mateix sistema de càlcul.

Com a resum, els resultats obtinguts demostren que el sistema d'entramat lleuger de fusta és un sistema viable per edificacions de petita i mitjana alçada, basat en murs estructurals en dues direccions i treballant en conjunt.

14- Bibliografia

14.1 Webgrafia

- Construmatica: MADERA:
<https://www.construmatica.com/construpedia/Madera>
- Maderas Cascais. Madera estructural entramado ligero:
<https://www.maderascasais.com/madera-estructural/entramado-ligero>
- Interempresas.net- Madera:
<https://www.interempresas.net/Madera/Articulos/44265-Breve-historia-de-la-madera-como-material-de-construccion.html>
- Infomadera.net. La madera como aislamiento térmico. Humberto Álvarez Noves.
https://infomadera.net/uploads/articulos/archivo_1177_17059.pdf
- Corma: Corporación chilena de la madera. Centro de transferenciatecnológica.
<https://studylib.es/doc/5256671/unidad-9--entramados-horizontales>
<https://studylib.es/doc/4604311/unidad-10--entramados-verticales>
- Escuadría: Cálculo de estructuras de entramado ligero de madera. Diafragma de muro.
<https://escuadria.com/calculo-de-estructuras-de-entramado-ligero-de-madera-diafragma-de-muro/>
- Madera y construcción. Construir con madera. Breve guía de supervivència.
<https://maderayconstruccion.com/construir-con-madera-breve-guia-de-supervivencia-vii/>
- Arquima ¿Qué es el entramado ligero de madera?
<https://www.arquima.net/que-es-el-entramado-ligero-de-madera/>
- Ecovip: Entramado ligero: El sistema constructivo en madera.
<https://www.ecovip.es/entramado-ligero-el-sistema-constructivo-en-madera/>
- Vigas de madera laminada: Secciones Comerciales
<https://incofusta.com/vigas-de-madera-laminada-secciones-comerciales/>

14.2- Llibres

- CTE DB DE-M. Seguretat estructural. Fusta.
- CTE DB SE-AE. Seguretat estructural. Accions en l'edificació.

- CTE DB SI- Seguretat en cas d'incendi.
- Eurocòdig 5- Projected'estructures de fusta.
- Sistema de plataforma con entramado ligero de Madera (2008). Ignacio Javier Palma Carazo.
- Structural Timber Design to Eurocode 5. (2007) Jack Porteous and AdbyKermani.
- Casas de madera. Sistemas constructivos a base de madera aplicados a viviendas unifamiliares (1995) José Enrique Peraza Sánchez, Francisco Arriaga Martitegui, Carmen ArriagaMartitegui, Marco Antonio González Álvarez, Fernando Peraza Sánchez, Miguel Ángel Rodríguez Nevado.
- FSC España. (2018). *En Madera, otra forma de construir. El material constructivo sostenible del siglo XXI*. Madrid. 248 pp.
- Conceptos básicos de la construcción con madera. Documento de aplicación del CTE. (2010) Juan Quepo de Llano Moya, Beatriz González Rodrigo, Mariana Linares Cervera, Carlos Vilagrà Fernández, Virginia Gallego Guinea.
- Estructuras de madera. Bases de cálculo. Ed AITIM, Madrid. (2013) Argüelles Álvarez, R., Arriaga, F., Esteban, M., Íñiguez-González, G. y Argüelles Bustillo,
- Guía de la madera. Ed AITIM, Madrid (1994) Arriaga, F., González, M., Medina, G., Ortiz, J., Peraza, F., Peraza, J.E., Tuza, M.

14.3- Conferències

- Conferencia Europea sobre estructuras de madera celebrada en Luxemburgo, septiembre 1988 Eurocódigo 5: Reglamento unificado para el cálculo de estructuras. Francisco Arriaga Martitegui, or. Arquitecto de AITIM. Cuadernos de informes Instituto Eduardo Torroja.

14.4- Butlletins

- AITIM (Asociación Investigación Industria de la madera) enero-febrero 2023 (boletín información técnica nº221)

14.5- Catàlegs

- Simpson strong Tie, catalog de connectors metàl·lics estructurals.
- AE Maderas. Catálogo. Tableros para la construcción.