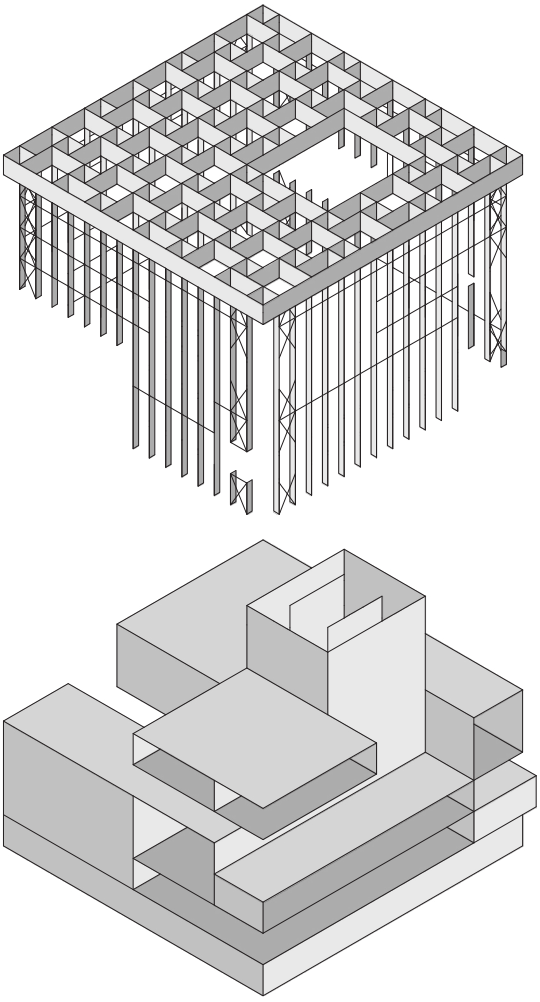


Memoria de proyecto ejecución de estructura para el Centro de las Artes de La Coruña

Trabajo de Fin de Máster. Máster en Estructuras de la Edificación. ETSAM

Julio 2019

Autor: Antonio Alfageme García

Tutor: Juan Rey Rey

ÍNDICE

LISTADO DE PLANOS

MEMORIA DESCRIPTIVA

1. Descripción del edificio y antecedentes 5
   - 1.1. Localización 5
   - 1.2. Proyecto 7
   - 1.3. Dimensiones y superficies 11
   - 1.4. Prestaciones relativas a la estructura del edificio 12
   - 1.5. Estructura existente 18

2. Terreno. Resumen del geotécnico. 20

3. Sistema estructural propuesto 21
   - 3.1. Descripción del sistema estructural 21
   - 3.2. Comparación con la estructura existente 23

MEMORIA Y JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

4. Bases de cálculo 31
   - 4.1. Tipo de análisis 31
   - 4.2. Procedimientos de verificación y dimensionado manuales 31
   - 4.3. Acciones 34
   - 4.4. Combinaciones 38
   - 4.5. Materiales 48
   - 4.6. Estrategia general para la protección de la madera en caso de incendio 52
   - 4.7. Estudio de durabilidad y protección de los elementos de madera según su exposición 54
   - 4.8. Normativa contemplada 56

5. Verificación de elementos estructurales representativos 57
   - 5.1. Forjado nervado: losa de madera contralaminada+viga de madera laminada encolada 58
   - 5.2. Vigas pared de madera contralaminada 75
   - 5.3. Muros de carga de madera contralaminada 89
   - 5.4. Soportes de fachada de madera microlaminada 113
   - 5.5. Correas de fachada de madera microlaminada 127
   - 5.6. Diagonales para estabilidad lateral 138
   - 5.7. Viga recíproca de madera microlaminada 143
   - 5.8. Muro de hormigón armado en núcleo de comunicaciones 156
   - 5.9. Zapata corrida bajo núcleo de comunicaciones de hormigón armado 166
   - 5.10. Muro de sótano de hormigón armado 177
   - 5.11. Losa maciza de hormigón armado 187
   - 5.12. Soportes de hormigón armado 202
   - 5.13. Zapata aislada bajo pilares de hormigón armado del sótano 208

6. Comprobación de estabilidad lateral 218
   - 6.1. Modelo de cálculo 218
   - 6.2. Matriz de rigidez 219
   - 6.3. Translacionalidad 222
   - 6.4. Desplomes generales 224

7. Uniones 230
   - 7.1. Unión forjado nervado- vigas pared 230
   - 7.2. Empalmes en vigas pared 236
   - 7.3. Unión de pilar de madera en base 247

7.4. Unión de correas de fachada con pilares de madera microlaminada 253
7.5. Unión de diagonales de fachada con pilares de madera microlaminada 257
7.6. Unión viga pared de CLT con pilar de madera microlaminada 263
7.7. Unión de viga recíproca con pilar de madera microlaminada 267
7.8. Unión entre vigas recíprocas de madera microlaminada de cubierta 281
7.9. Unión de muros de carga de CLT 300

BIBLIOGRAFÍA Y RECURSOS

REFERENCIA DE IMÁGENES

LISTADO DE PLANOS

A · Definición arquitectónica

01A · Situación y emplazamiento

02A · Plantas -1, 0, 1ª, 2ª, 3ª, 4ª, 5ª, 6ª

03A · Alzados y secciones

E · Estructuras

04E · Cimentación y planta baja

05E · Refuerzos de losa de planta baja

06E · Plantas primera y segunda

07E · Plantas tercera y cuarta

08E · Plantas quinta y sexta

09E · Planta de cubiertas

10E · Alzado A y sección D

11E · Secciones G y J

12E · Sección M y alzado Q

13E · Alzado 1 y sección 4

14E · Secciones 5 y 8

15E · Secciones 9 y 11

17E · Alzado 17

18E · Cuadro de soportes y zapatas

19E · Escaleras

20E · Detalles



Img. 1. Plano de situación. Ciudad de la Coruña

1. Descripción del edificio y antecedentes

1.1. Localización

El edificio se halla en la ciudad de la Coruña, con dirección en Plaza del Museo Nacional, 1, 15011.

Situado en un barrio de formación reciente, se encuentra rodeado principalmente de edificación residencial en manzana cerrada, aunque también aparecen bloques y algún equipamiento de carácter educativo en las proximidades.

El edificio se sitúa en la parcela completando el frente de la Av. de Labañou. Que el edificio tenga una forma tan abstracta (prácticamente un cubo) en una parcela de cierta irregularidad sugiere que el entorno no influyó decisivamente en la toma de decisiones volumétricas. El resto de la parcela se urbaniza como espacio público y se permite el acceso libremente, usándose para resolver un pequeño aparcamiento exterior y la rampa de acceso al garaje del edificio. Además el edificio presenta separación a todos los bordes de la propiedad.

De su ubicación resulta también determinante para el proyecto la proximidad a la costa.





Img. 2. Plano de emplazamiento y urbanización de la parcela.



Img. 3. Plaza de acceso. Fotografía de la urbanización y del alzado sur.

1.2. Proyecto

Uso del edificio: Centro de las Artes de Diputación de La Coruña y Conservatorio de Danza. Posteriormente a su construcción sería habilitado como Museo Nacional de Ciencia y Tecnología.

Arquitectos: aceboXalonso studio (Victoria Acebo y Ángel Alonso). Colaboración en estructuras de NB-35 (Alejandro Bernabeu).

Año de construcción: 2003.

La existencia inicial de dos usos diferenciados en el programa (museo y conservatorio de danza) condiciona todo el diseño del edificio y su organización. De manera general, los espacios encerrados por los volúmenes que se suspenden entre el núcleo de comunicaciones y la fachada se dedican al conservatorio, lo que permite tener las salas aisladas acústica y visualmente, además de dar espacios individualizados a cada uso. Por otro lado, el museo se establece en los espacios restantes que se generan (el espacio del museo es el "vaciado" tras quitar el espacio del conservatorio y de comunicaciones).

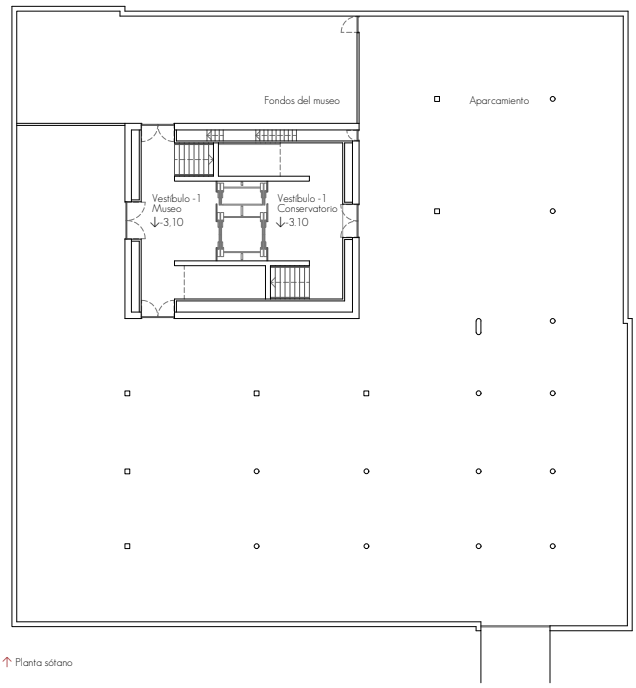
El edificio cuenta con accesos e itinerarios diferenciados que permiten acceder sin interferencias entre los usos a las estancias. Al existir un único núcleo, cada nivel cuenta con una doble escalera entrelazada que desembarca en dos rellanos independientes al uso que quedan alternados en posición planta a planta.

El proyecto cuenta con una rigurosa ortogonalidad y modulación. En planta el módulo básico es de 2,40 y en alzado de 2m. Las posiciones de los elementos estructurales están condicionadas para respetar la modulación de los elementos de fachada, además de por el importante volumen de instalaciones que requiere el uso del conservatorio.

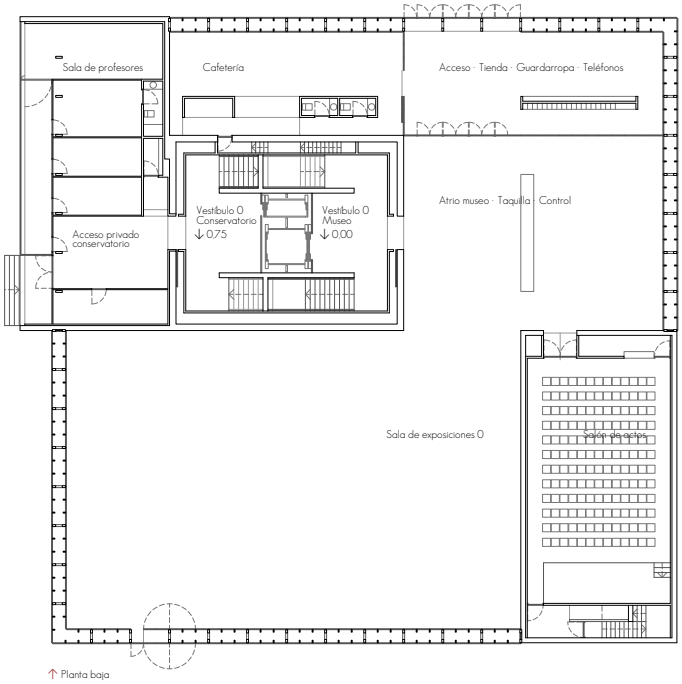
Destacan también en el proyecto la búsqueda de itinerarios y sucesiones perceptivas espaciales y materiales, así como el cuidado de la iluminación, el soleamiento y la percepción del exterior. Otros requerimientos, como la atenuación de la reverberación en los espacios abiertos se resuelven mediante elementos incorporados a la arquitectura que ayudan a desdibujar los pasos de instalaciones, aunque también el de la estructura de cubierta.



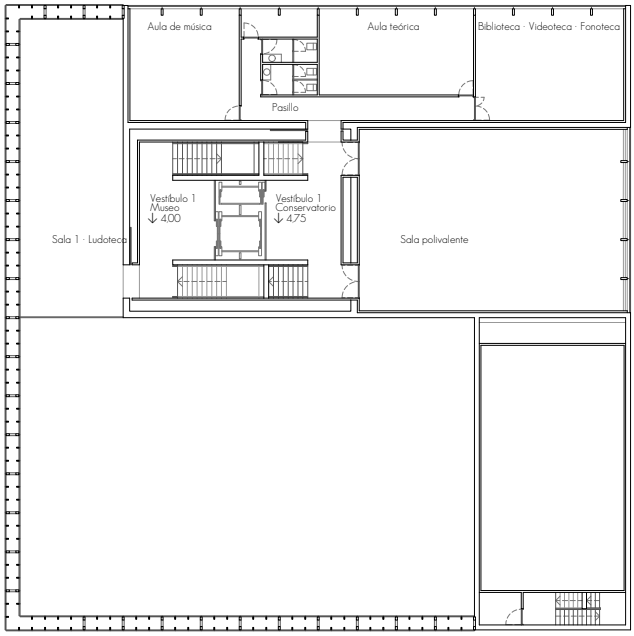
Img. 4. Vista interior del espacio dedicado a museo.



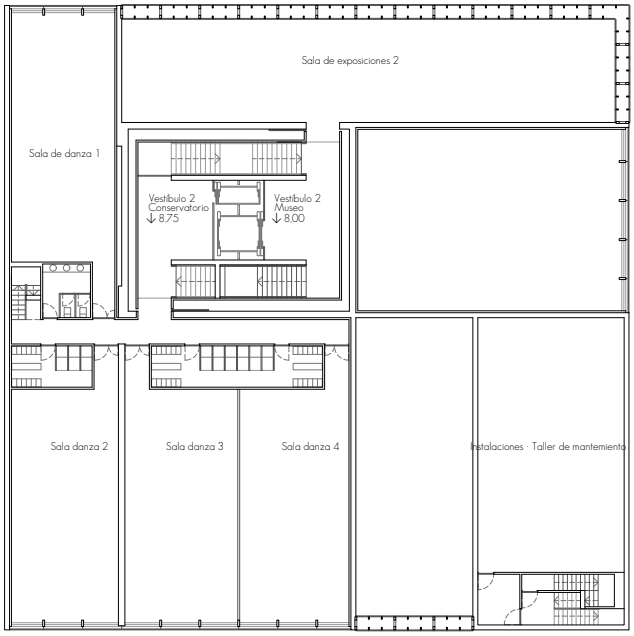
↑ Planta sótano



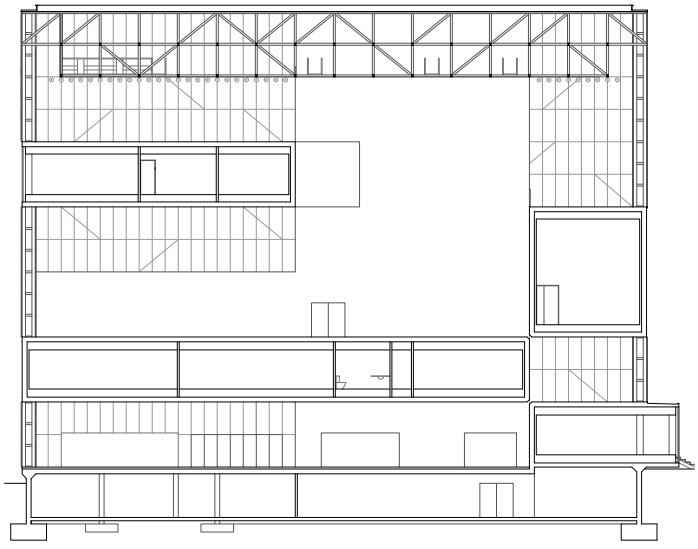
↑ Planta baja



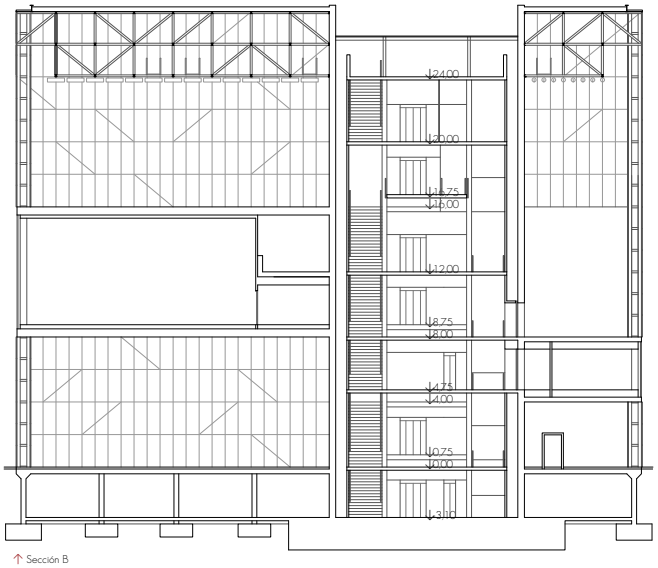
↑ Planta primera



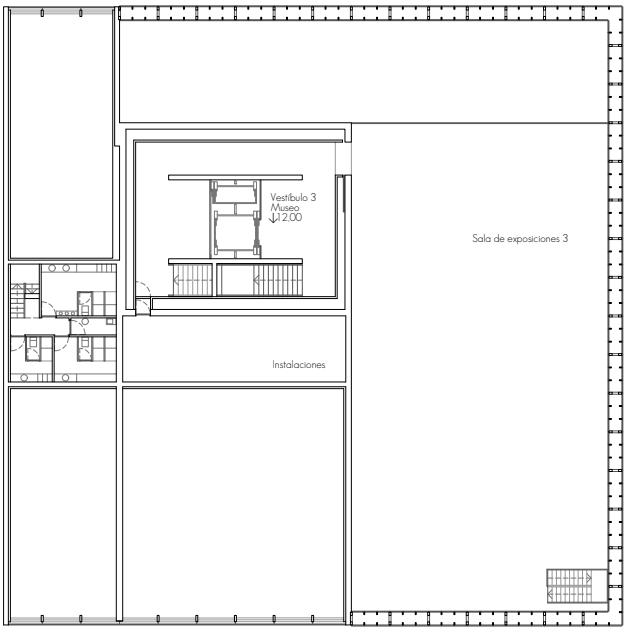
↑ Planta segunda



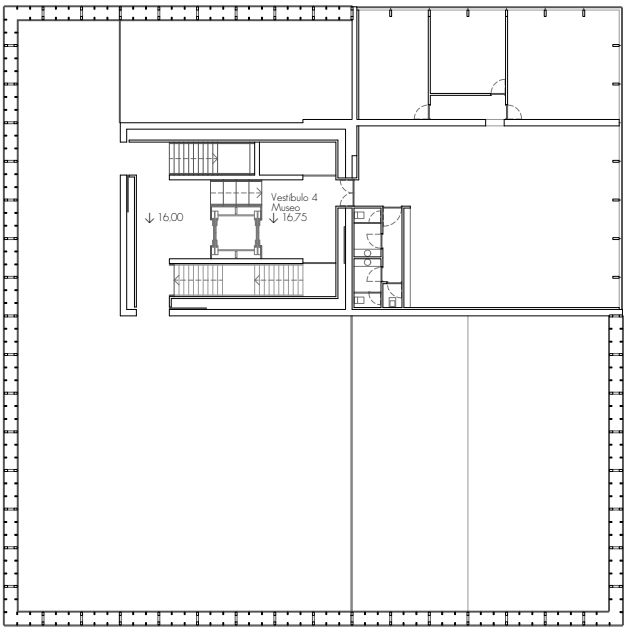
↑ Sección A



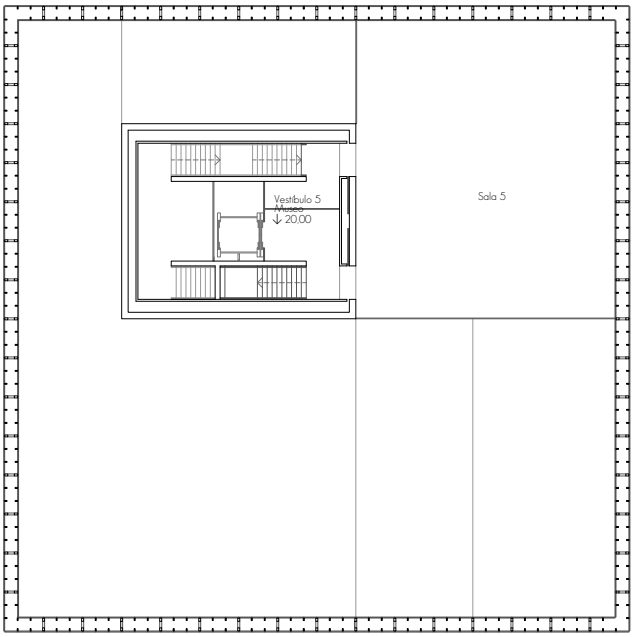
↑ Sección B



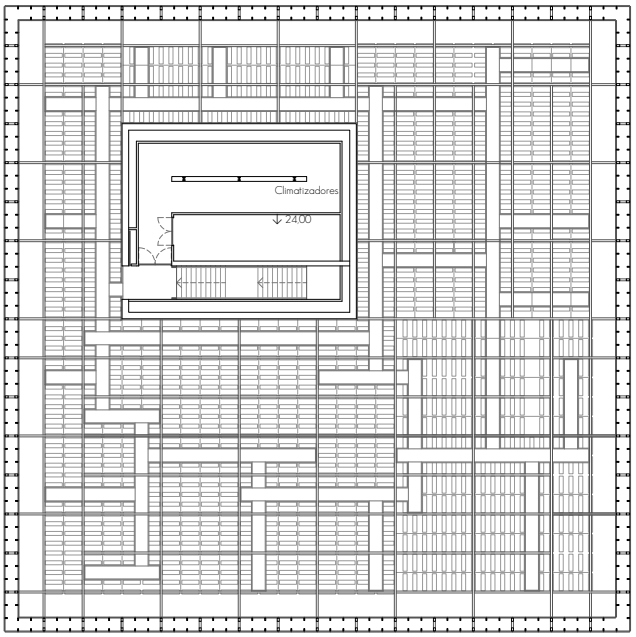
↑ Planta tercera



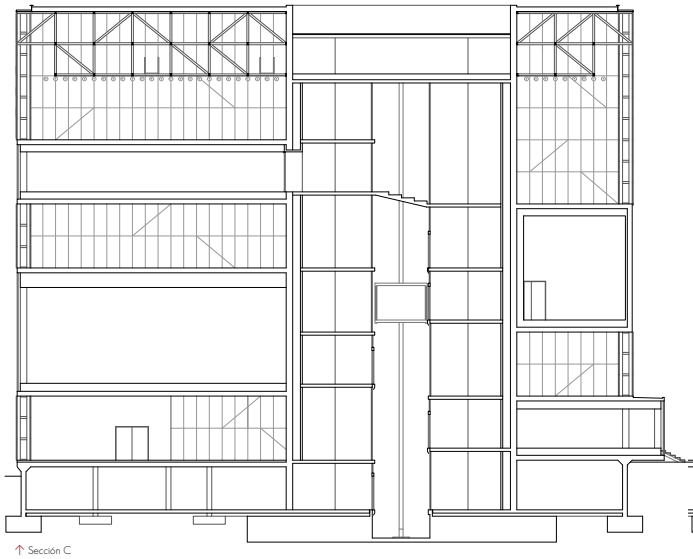
↑ Planta cuarta



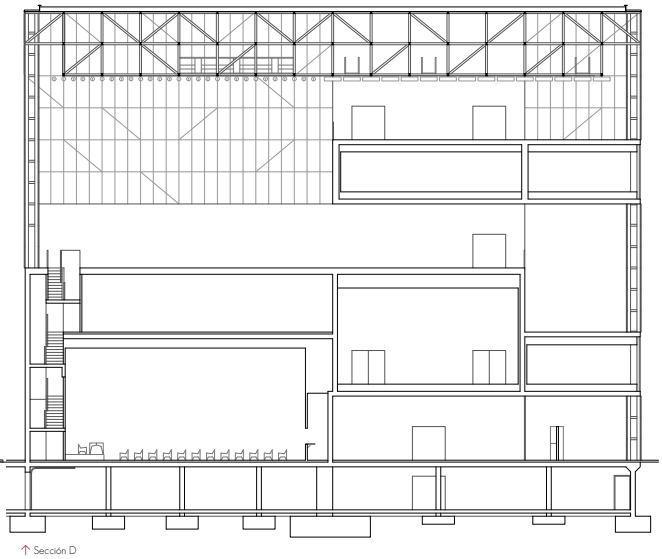
↑ Planta quinta



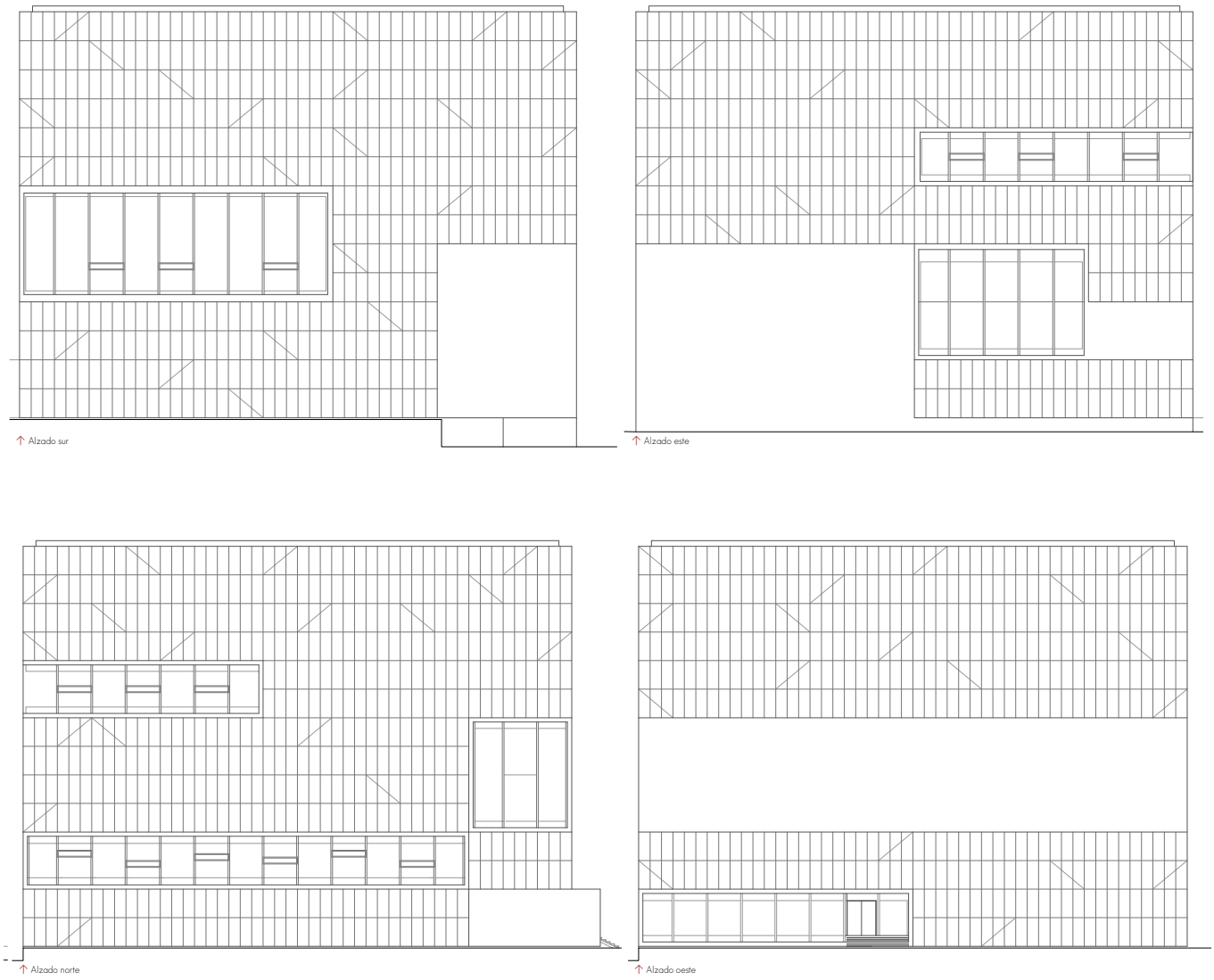
↑ Planta sexta (técnica)



↑ Sección C



↑ Sección D



Img. 5. Planos de proyecto básico. De izquierda a derecha y de arriba abajo, plantas sótano, baja, primera y segunda; secciones A y B; plantas tercera, cuarta, quinta y sexta; secciones C y D; alzados sur, este, norte y oeste.



Img. 6. Vista del interior sobre el salón de actos en la planta 3ª.

1.3. Dimensiones y superficies

El edificio tiene proporción cuadrada en planta de lado 38,4m y una altura de 28m hasta la cornisa.

La propia composición del edificio con el núcleo en una posición algo excéntrica del centro geométrico y la disposición de los elementos estructurales provoca que haya mucha variedad de luces y dimensiones de los elementos estructurales.

La mayor luz desde núcleo a fachada es de 19,2 m. La mayor luz en el sentido transversal es de 14,4m (aunque cuenta con continuidad de vano). Ambas se dan en las salas de danza 3 y 4 de la planta segunda.

En vertical las mayores esbelteces se dan en dos pilares empresillados de fachada que tienen los 28m de altura sin interrupciones, si bien no son los más solicitados al recibir sólo la carga de cubierta.

En la siguiente tabla se recogen las superficies útiles y construidas, por planta y totales del edificio.

Planta	Uso principal	Superficie útil (m^2)	Superficie construida (m^2)
P-1	Aparcamiento	1354,75	1443,74
P0	Acceso/Cafetería	1339,77	1514,9
P1	Museo/Conservatorio	656,02	828,16
P2	Museo/Conservatorio	997,5	1157,04
P3	Museo/Conservatorio	710,34	885,72
P4	Museo	924,84	1091,54
P5	Museo	415,81	594,28
P6	Instalaciones	333,54	1474,56
P7	Cubierta	1317,69	1474,56
Totales		8050,26	10464,5

1.4. Prestaciones relativas a la estructura del edificio

De seguridad y aptitud estructural

La estructura y todos sus elementos deben garantizar los requisitos de seguridad y uso correspondientes a las diferentes situaciones que pudieran presentarse a lo largo de la vida útil del edificio. Las verificaciones y situaciones se enumeran de manera resumida en este apartado según el CTE DB SE. En apartados sucesivos se especificarán las combinaciones utilizadas, los coeficientes parciales de seguridad y simultaneidad, así como las cargas para las que el edificio asegura las prestaciones aquí establecidas.

- Verificación de estabilidad y equilibrio de la estructura. $E_{d,\,dst} \leq E_{d,\,stb}$
- Verificación de resistencia $E_d \leq R_d$

Estas verificaciones deben garantizar la capacidad portante y realizarse considerando las acciones para las siguientes situaciones:

- Situación persistente o transitoria.
- Situación extraordinaria.
- Situación accidental.

Además, el edificio garantiza la aptitud a servicio (deformaciones, vibraciones o deterioro) en las siguientes situaciones:

- Acciones de corta duración que puedan resultar irreversibles (característico).
- Acciones de corta duración puedan resultar reversibles (frecuente).
- Acciones de larga duración (casi permanente).

El edificio asegura además la aptitud al uso cumpliendo los siguientes requisitos de deformación y vibraciones:

- Flecha relativa considerando integridad de los elementos constructivos (característica): <1/500.
- Flecha relativa considerando el confort de los usuarios (corta duración): <1/350
- Flecha relativa considerando apariencia de la obra (casi permanente): <1/300.
- Desplome local (característica): <1/250 de la altura de cualquier planta.
- Desplome total (característica): <1/500 de la altura total del edificio.
- Desplome relativo (casi permanente): <1/250.
- Frecuencia propia: >8Hz (asimilando las salas de danza al uso gimnasio).
- Debido a las dimensiones del edificio y al clima templado de La Coruña se consideran asumibles las deformaciones por variaciones térmicas que pudieran tener los elementos estructurales. Al utilizarse elementos estructurales en madera se garantizará que los efectos de hinchamiento y retracción por humedad del material no afectan a la aptitud del servicio ni a la seguridad según las limitaciones anteriormente establecidas (este efecto puede ser importante debido a las elevadas humedades relativas de Coruña y a la proximidad a la costa del edificio).

Prestaciones para efectos del tiempo:

- Las acciones químicas (físicas o biológicas) no comprometen la capacidad portante: medidas preventivas relacionadas con materiales, detalles constructivos y protección de elementos.
- No se considera que el edificio pueda tener consecuencias derivadas de la fatiga.
- Efectos reológicos.

De protección frente al ruido

El edificio garantiza las prestaciones acústicas establecidas en el CTE DB HR de Protección frente al Ruido. En

general el comportamiento acústico depende de la totalidad del sistema constructivo que separa las diferentes recintos, si bien es cierto que la estructura es con frecuencia, de los elementos que componen un cerramiento o partición, el que más colabora en este sentido.

A efectos del trabajo se considerará que la estructura debe cumplir por si sola los requisitos citados a continuación cuando sea el único elemento dispuesto como separación de recintos en una determinada parte de los mismos (si existen en los recintos a mayores elementos de revestimiento y trasdosado no se realizarán las comprobaciones, entendiendo que las prestaciones acústicas pueden ser garantizadas por estos). Por otro parte se procurará respetar las zonas de estructura vista (aunque se cambie el material), aunque el autor entiende que lo coherente es que el sistema constructivo que acompañe debiera ajustarse a la nueva propuesta estructural y esto exceda las intenciones de este estudio.

Para las prestaciones especificadas a continuación se ha determinado que los recintos utilizados para clases del conservatorio de danza y el salón de actos deben ser recintos protegidos y los del museo, acceso, aseos y vestuarios y cafetería habitables (acorde a las definiciones establecidas en el documento básico). Además se considerarán los espacios de museo y salón de actos como unidades de uso independientes y cada aula por separado también. Los cuartos técnicos situados sobre el salón de actos en la planta segunda, el de la planta tercera y la planta sexta serán considerados recinto de instalaciones.

· Aislamiento acústico a ruido aéreo de recintos protegidos frente a ruido generado en otros recintos no pertenecientes a la misma unidad de uso, $D_{nT,A}$>50 dBA.

· Aislamiento acústico a ruido aéreo de recintos protegidos frente a recintos de instalaciones, $D_{nT,A}$>55dBA.

· Aislamiento acústico a ruido aéreo entre un recinto protegido y el exterior, $D_{2m,nT,Atr}$>30 dBA. (Para un L_d<60 característico de zonas residenciales).

· Aislamiento acústico a ruido aéreo de recintos habitables frente a ruido generado en otros recintos no pertenecientes a la misma unidad de uso, $D_{nT,A}$>45 dBA.

· Aislamiento acústico a ruido aéreo de recintos habitables frente a recintos de instalaciones, $D_{nT,A}$>50dBA.

· Nivel global de presión de ruido de impactos de recintos protegidos frente a ruidos generados en recintos no pertenecientes a la misma unidad de uso, $L'_{nT,w}$<65 dB.

· Nivel global de presión de ruido de impactos de recintos protegidos frente a recintos de instalaciones, $L'_{nT,w}$<60 dB.

· Nivel global de presión de ruido de impactos de recintos habitables frente a recintos de instalaciones, $L'_{nT,w}$<60 dB.

· Se entiende que las prestaciones relativas al cumplimiento de valores límite para el tiempo de reverberación son conseguidas mediante otros elementos constructivos distintos de los estructurales y que no son de aplicación a la estructura.

De protección frente a incendio

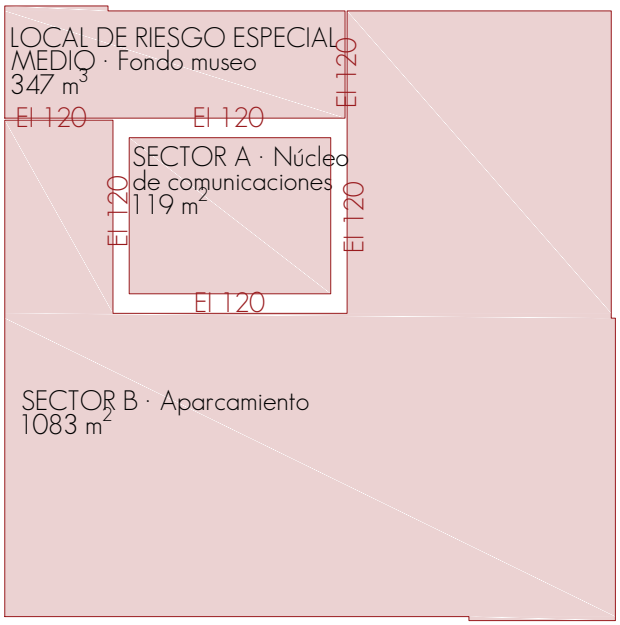
Sólo se analizan aquellos valores que puedan influir en un requerimiento determinado para los elementos estructurales. Incluyéndose: propuesta de sectorización y protección de locales de riesgo especial según usos, propuesta de sectorización que permita la viabilidad de longitud y altura de recorridos de evacuación, resistencia al fuego de los elementos estructurales.

A efectos de esta propuesta, la estructura garantiza la sectorización frente a incendio de los distintos recintos cuando no se dispongan elementos de revestimiento o constructivos específicos para ello; de haberlos se deberá definir el tiempo de exposición restante por resistir tras definir el de la estructura.

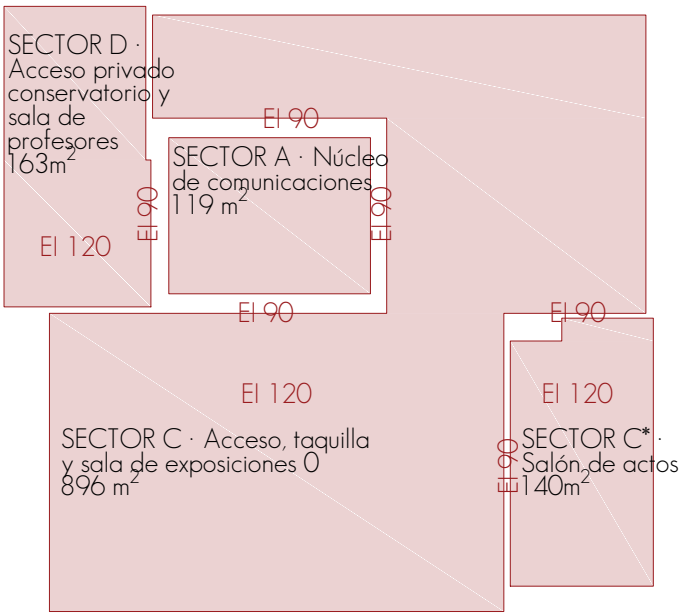
Se distinguen 4 usos de sectorización: aparcamiento, docente (conservatorio de danza) y pública concurrencia (salón de actos, salas de exposiciones del museo, cafetería, accesos). Para las prestaciones de sectorización indicadas en este párrafo se han analizado los usos del edificio y establecido los siguientes sectores y locales de riesgo especial. Puede observarse que el sector que contiene el uso de pública concurrencia excede

ligeramente la limitación de superficie máxima admisible sin instalación automática de extinción de incendios. Como no es necesaria dicha instalación por longitud de recorridos de evacuación, se propone como medida más lógica sectorizar el salón de actos, que de todas maneras ya suponía un volumen independiente.

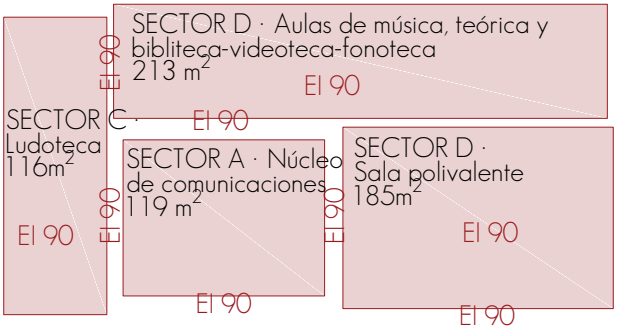
Las necesidades de resistencia frente al fuego de los paramentos con elementos estructurales derivados de los requisitos de sectorización se resumen en los siguientes esquemas:



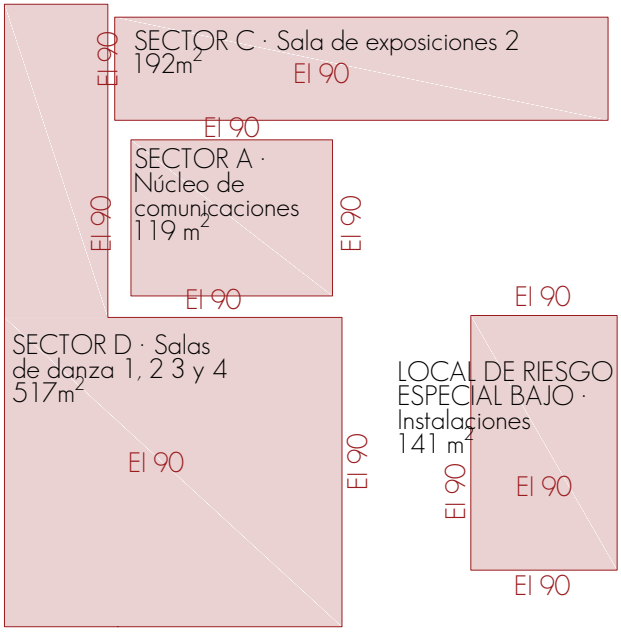
↑PLANTA -1



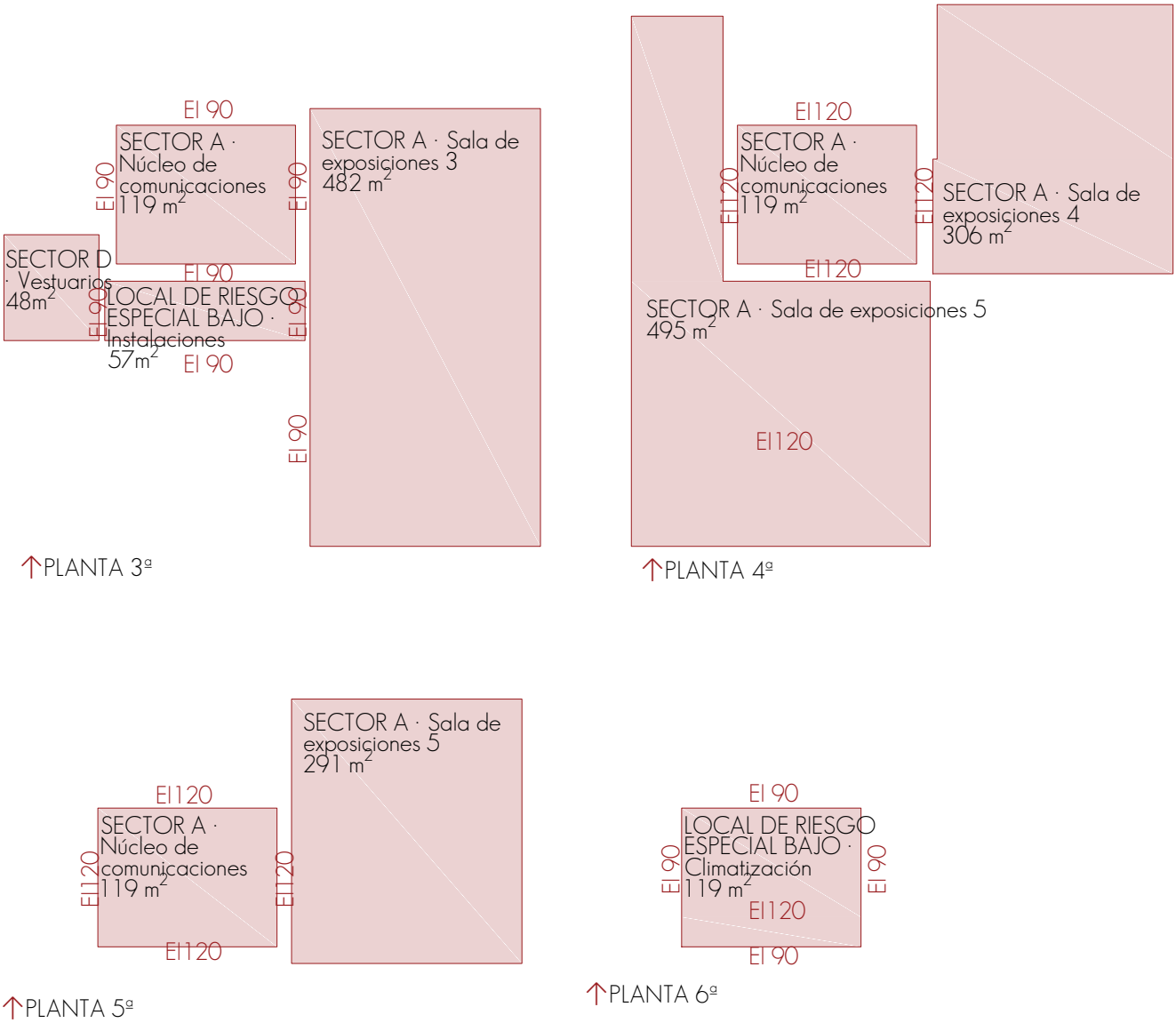
↑PLANTA BAJA



↑PLANTA 1ª



↑PLANTA 2ª



Img. 7. Esquemas de sectores, superficies de recintos y requerimientos de resistencia al fuego de los paramentos por sectorización.

Sectores propuestos	Superficie (m^2)	Superficie máxima (m^2)
Sector A (comunicaciones)	714	2500
Sector B (aparcamiento)	1083	-
Sector C (pública concurrencia)	2487	2500
Sector C* (publica concurrencia)	140	2500
Sector D (docente)	1126	4000

El núcleo de comunicaciones debe considerarse compartimentado como un sector de incendios independiente para que el acceso al mismo pueda considerarse salida de planta de los sucesivos espacios y cumplir con las longitudes de los recorridos de evacuación. Además, al existir programa de pública concurrencia (sala de exposiciones 5) con una altura de evacuación descendente de 20m, se exige la protección de la escalera.

Al existir una única salida de planta para cada uno de los recintos, la longitud de los recorridos de evacuación es de 25m. Se ha verificado que ningún origen de evacuación posible supera esta longitud, siendo necesaria la sectorización del núcleo de comunicaciones para computar como salida de planta las puertas que le dan acceso. No es necesario disponer instalación automática de extinción de incendios.

De salubridad

Los requisitos de protección frente a la humedad son de aplicación en todos los paramentos en contacto con el terreno y el aire exterior. En el caso de los elementos estructurales del proyecto quedan afectados los muros de sótano, la solera de planta sótano y algunos de los paramentos estructurales de plantas superiores que coinciden con las alineaciones de fachada, así como el forjado de cubierta. Los pilares de fachada se consideran protegidos de la intemperie por la solución de la carpintería.

El edificio deberá impedir la presencia inadecuada de agua o humedad en el interior de los edificios y sus cerramientos como consecuencia de las precipitaciones, aguas en terreno o condensaciones disponiendo medios para evitar su penetración o para su evacuación. En general, el cumplimiento de la prestación se realizará a través de soluciones constructivas adicionales (interposición de láminas impermeables, drenajes, instalaciones de evacuación, etc.). En el caso de la solera y los muros de contención la propia estructura debe asegurar la estanqueidad mediante la adecuada disposición y diseño de los elementos y la elección de materiales adecuados. No obstante, debe verificarse que la estructura no puede ser dañada por la presencia de condensaciones intersticiales, ya que en el caso de cubierta y cerramiento, la durabilidad de los elementos dispuestos no está asegurada de producirse este problema.

El edificio además debe disponer de medios para que los recintos puedan ventilar adecuadamente y se garantice la extracción y expulsión del aire viciado. Por la propia constitución de la estructura es complicado que ningún elemento se vea afectado por este requisito. Los elementos estructurales de cubierta y fachada deberán garantizar la estanqueidad al paso de viento. Se supone que el requisito podrá verificarse a través de otros elementos de la construcción (como las carpinterías) y de sistemas de instalaciones específicos (cuya integración es por otro lado obligada para el uso del edificio).

De ahorro energético

La estructura, como parte integrante del edificio y en ciertos lugares de la envolvente, debe colaborar en conseguir que el uso de energía de la edificación sea racional y sostenible.

La envolvente debe limitar la demanda energética necesaria para alcanzar el bienestar térmico. La solución de los elementos estructurales dispuestos en fachada y cubierta deben tener unas características de aislamiento e inercia, permeabilidad al aire y exposición a radiación solar tal que eviten el riesgo de aparición de humedades de condensación y puentes térmicos. Este requisito depende nuevamente del conjunto de la solución constructiva y no sólo de los elementos estructurales, que además, son a estos efectos poco representativos a excepción del forjado de cubierta. Se considera por tanto que la verificación última del cumplimiento de estas disposiciones escapa del alcance de este proyecto de estructura.

La concepción general del proyecto apuesta por no climatizar los grandes espacios vacíos de museo y acceso, reduciendo mucho el volumen de espacios con demanda energética. Los espacios aclimatados son aislados por el interior. La nueva propuesta estructural en madera puede perfectamente adaptarse a esta estrategia, mejorando las cualidades de aislamiento respecto a la solución original en hormigón, aunque reduciendo las prestaciones de inercia térmica. Considerando el horario del edificio, con unas horas de utilización al día de las zonas climatizadas, no se considera un efecto especialmente favorable a la hora de proporcionan rendimiento térmico.

Aunque el Documento Básico establezca prestaciones de eficiencia energética respecto al rendimiento del edificio durante su vida útil, los estándares y concienciación actuales apuntan a que es igualmente necesario considerar la huella ecológica de la edificación en todo el ciclo de la misma.

Tanto en el caso de la demanda y consumo energético, como en el impacto durante la construcción e incluso derribo del edificio, la solución estructural en madera propuesta aporta beneficios respecto a la estructura original.

De la cimentación, el terreno y los colindantes

El edificio debe cumplir las verificaciones de capacidad portante (resistencia y estabilidad) y de aptitud al servicio a lo largo de su vida útil, considerando los efectos que el deterioro por acciones físicas o químicas o el tiempo puedan ocasionar.

En este caso los estados límite últimos están asociados al colapso parcial o total del terreno o con el fallo estructural de la cimentación y los de servicio con limitaciones impuestas a las deformaciones del terreno. Estas verificaciones se aseguran en todas las fases de construcción del edificio.

Prestaciones para los estados límite últimos: $E_d<R_d$

·Resistencia local del terreno y estabilidad global: deslizamientos, hundimiento, deslizamiento y vuelco no se producen, con los coeficientes parciales definidos según el SE-C en cada caso.

·Resistencia de la cimentación como elemento estructural suficiente.

Prestaciones para estados límite de servicio: se verifica que el efecto de las acciones para una determinada situación de dimensionado no supera el valor límite para el mismo efecto: $E_{ser}<C_{lim}$.

·La distorsión angular generada por movimientos en la cimentación será menor que 1/300 en muros de contención y 1/500 para el resto de la estructura.

·No se establecen limitaciones para la distorsión horizontal.

Otras prestaciones

En el edificio hay un gran volumen de instalaciones y sistemas constructivos que deben integrarse. La estructura debe garantizar la posibilidad de paso y adecuada construcción y anclaje de los elementos sin dejar de cumplir los estándares anteriores. Se incluyen al menos las siguientes necesidades:

·Integración del sistema de evacuación de aguas pluviales y residuales, así como el saneamiento general del edificio y el drenaje perimetral del mismo, sin que los cruces con la estructura entrañen riesgo de pérdidas o afecten a la durabilidad de ésta.

·Integración de la instalación de fontanería, con condiciones idénticas a las anteriores.

·Integración de las instalaciones de climatización y renovación de aire. Paso de conductos y elementos de difusión y extracción.

·Integración de instalaciones eléctricas, de iluminación y de telecomunicaciones, incluyendo la puesta a tierra en el caso de la cimentación (deberá conectarse a la estructura).

La estructura deberá además adecuarse a la propuesta arquitectónica, respetando la concepción espacial y las necesidades de utilización, siendo una parte más integrada en el proyecto. El proyecto trabaja muy concienzudamente con la modulación y la estructura propuesta debe adaptarse en su despiece y concepción con esta herramienta proyectual.

Sencillez y viabilidad constructiva. Comprobación de que la complejidad constructiva no sea tal que haga la obra extremadamente problemática o costosa. Asegurase de que los medios disponibles y accesos permiten construir la propuesta.

1.5. Estructura existente

Cimentación y contención

Cimentación en hormigón armado con zapatas aisladas bajo pilares, zapata corrida bajo muros de contención y losa bajo núcleo vertical. Muros de contención también en hormigón armado con ensanchamiento en coronación que permite recoger los pilares desdoblados de las plantas superiores.

Estructura vertical

Las soluciones existentes pueden clasificarse en 3 atendiendo a su comportamiento estructural.

El núcleo central y los muros del salón de actos se construyen con muros de carga de hormigón armado, al igual que las losas de los rellanos, descansillos y escaleras que contiene. Funciona predominante a esfuerzo axil, debiendo también resistir importantes momentos transmitidos por las vigas pared que le acometen y colaborando activamente en resistir también las acciones horizontales a las que está sometido el edificio.

Las vigas pared que resuelven las estancias en altura del edificio funcionan predominante en flexión, transmitiendo las cargas hasta los apoyos mediante acciones que pueden modelarse mediante bielas y tirantes o elementos finitos. Están sometidas también a esfuerzos cortantes y a esfuerzos axiles en su plano para transmitir las cargas horizontales hasta el muro. Estas vigas pared se resuelven también en hormigón armado.

El tercer tipo estructural vertical son soportes dobles de perfiles tubulares empresillados de acero orientados con su mayor inercia en dirección perpendicular a las fachadas. Estos soportes funcionan predominante a esfuerzo axil transmitido por los volúmenes de las distintas estancias de uso y por la cubierta. Previsiblemente también tengan que transmitir importantes momentos por los vanos que les acometan y para resistir la presión y succión del viento de fachada. En algunas ocasiones los pilares pueden alcanzar la altura completa del edificio sin arriostramientos en el eje principal. En encuentro entre vigas pared y soportes metálicos se realiza embutiendo completamente el segundo en el primero, para asegurar una correcta trasmisión de esfuerzos.

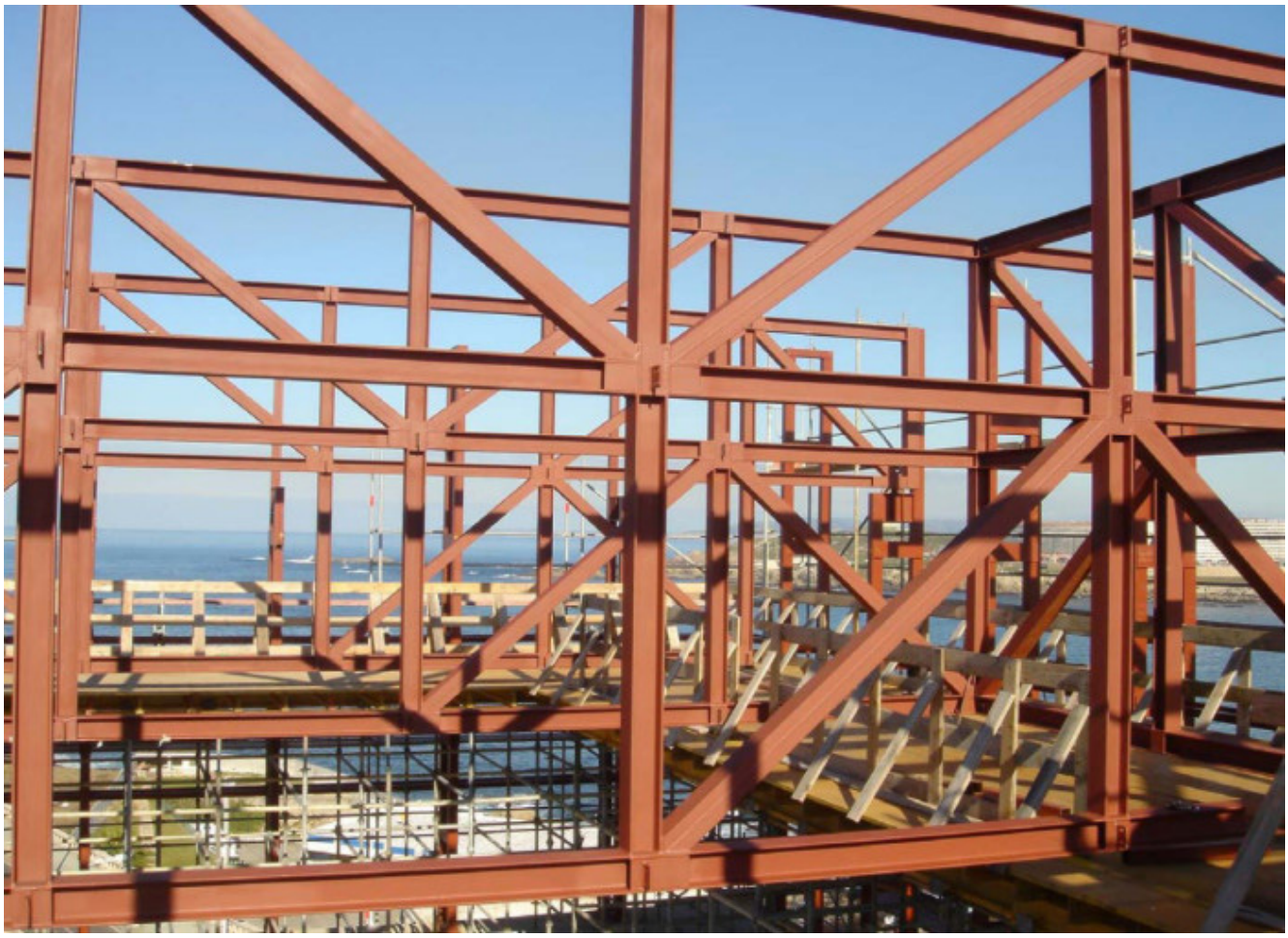
Entre los soportes se disponen niveles de barras horizontales para limitar la longitud de pandeo en el eje débil de los mismos y diagonales para una correcta transmisión y arriostramiento de las fachadas frente a acciones horizontales. Como no es necesaria la disposición completa de arriostramientos en todos los paños, ni siquiera la alineación en la vertical, se decide que las diagonales se distribuyan con un patrón de apariencia aleatoria en la superficie de las fachadas.

Estructura horizontal

El forjado de la planta baja se realiza con losa de hormigón armado apoyada sobre muros en el contorno y sobre pilares en los vanos centrales.

Las plantas superiores se realizan igualmente con losas macizas. De manera general, se construyen empotradas en 3 bordes completos y sobre pilares el cuarto. La losa puede estar hormigonada sobre las vigas pared o descolgada de las mismas. Sobre las losas se prevén esfuerzos predominantemente de flexión, en dos direcciones, aunque una más representativa que la otra.

El forjado de cubierta cubre toda la superficie entre el núcleo y el perímetro del edificio, existiendo grandes luces en ambas direcciones. En esta zona se optó por la utilización de vigas en celosía con dos niveles y en dos direcciones, formando un entramado espacial del que se suprimen ciertas diagonales de manera aparentemente aleatoria pero manteniendo siempre la suficiente capacidad para transmitir el cortante en los apoyos. Las barras están sometidas a esfuerzo axil, se utiliza acero y las uniones son soldadas con carácter general.



Img. 8. Fotografías de obra de vigas en celosías de cubierta.





Img. 9. Fotografías de obra de soportes empresillados.

2. Terreno. Resumen del geotécnico.

Los datos citados a continuación han sido proporcionados por el profesor Alejandro Bernabeu y corresponden a los reales del proyecto (se incluyen literalmente). El informe geotécnico se realizó en junio de 2001.

Presión admisible

Se ha considerado una presión admisible de cálculo de 2,0 kp/cm^2 para las zapatas aisladas y de 4,0 kp/cm^2 para las zapatas corridas y la losa de cimentación del núcleo. En los casos en los que se considera tensión admisible de 4,0 kp/cm^2 se prevé excavación mediante pozos hasta el estrato rocoso, a fin de que toda la losa quede apoyada sobre el mismo estrato.

Agresividad

De acuerdo con el informe geotécnico se considera una exposición especial del tipo Qa.

Estratos y características

·Niveles 1 y 2. Suelos de baja compacidad y de compacidad media baja. Niveles formados por materiales limoarenosos de escasa compacidad, rellenos de naturaleza antrópica y suelos de alteración del substrato rocoso. Se consideran los siguientes parámetros:

·Densidad húmeda: 1,70 g/cm^3

·Ángulo de rozamiento, ϕ = 30º

·Cohesión efectiva, c = 0,0 kg/cm^2

·Niveles 3 y 4. Suelos de compacidad media alta y de compacidad elevada. Formados por suelos de alteración del substrato rocoso de naturaleza granítica bajo los que se sitúan suelos de mayor compacidad que se incrementa progresivamente. Se consideran los siguientes parámetros:

·Densidad húmeda: 1,90 g/cm^3

·Angulo de rozamiento, ϕ = 35º

·Cohesión efectiva, c = 0,3 kg/cm^2

Nivel freático

Según el informe geotécnico se ha detectado la existencia de agua. Sin embargo no es previsible la existencia de un nivel freático permanente en la parcela, siendo las aguas existentes debidas a las importantes precipitaciones acaecidas.

3. Sistema estructural propuesto

3.1. Descripción del sistema estructural

Cimentación

Tanto los elementos de cimentación como los de contención que estén soterrados se proponen en hormigón, puesto que las alternativas de material son susceptibles de sufrir deterioro por corrosión o podredumbre.

Se escoge un sistema de cimentación superficial, mediante zapatas aisladas para los pilares y zapatas corridas para muros. Siguiendo las recomendaciones del geotécnico, se opta por disponer pozos de cimentación bajo aquellas zapatas más cargadas, al fin de alcanzar el estrato rocoso subyacente y poder reducir las dimensiones de las mismas.

Como consecuencia de utilizar productos derivados de la madera para los elementos estructurales situados por encima de la planta baja se obtiene una reducción importante en las cargas que llegan a cimentación derivadas del peso propio del edificio, que permite volúmenes menores de hormigón en cimentación

Contención

Se opta por un sistema de muros de hormigón armado sobre zapata corrida. Como existe en la parcela disponibilidad de espacio suficiente para una excavación con taludes, se propone la ejecución de muro a doble cara, con relleno de trasdós granular tras la ejecución de la planta baja. La elección del material obedece nuevamente a la necesidad de evitar la degradación del elemento estructural por estar en contacto con el terreno.

Estructura vertical: soportes

A partir de la planta baja se propone la utilización de la madera como material estructural principal. Para los soportes se opta por madera microlaminada. En gran medida las dimensiones del soporte y su disposición vienen determinadas por requerimientos de espacio y de geometría coherente con el proyecto.

Se opta por la madera microlaminada porque las secciones necesarias exceden los volúmenes comerciales asequibles. Además, la madera laminada ofrece una mayor resistencia respecto a la contralaminada frente a acciones de marcada direccionalidad, como es el caso de pilares a flexocompresión, ya que tiene todas las fibras orientadas de la manera más favorable posible. Respecto a la madera laminada ofrece la ventaja de permitir usar coeficientes de seguridad menores, al ser el producto un encolado con secciones de menor volumen y por tanto, con menos incertidumbres en la resistencia individual de las piezas que lo componen.

De modo general, se trata de piezas de sección rectangular, situadas en el perímetro del edificio, que soportan la cubierta o las vigas pared que nacen del núcleo. Además reciben la función de dar soporte a la envolvente del edificio, resistiendo las cargas horizontales que actuasen directamente en su área tributaria y formar parte del sistema de arriostramiento necesario para contrarrestar las acciones horizontales que puedan dar origen a torsiones en la planta y que no puedan ser absorbidas por los muros del núcleo de comunicaciones o del salón de actos.

Estructura vertical: muros de carga

Los muros de carga se encuentran localizados en torno al núcleo de comunicaciones verticales y en el auditorio. Se opta por la utilización de CLT, ya que permite piezas comerciales de gran formato, en las que la capacidad frente a las compresiones no es relevante al tener los elementos resistentes gran tamaño.

Debido a la distribución del edificio es frecuente que varios de los paneles que conforman las vigas pared continúen dentro del núcleo. Este efecto es muy favorable, ya que permite un comportamiento conjunto de las estancias que vuelan a la fachada con el núcleo, dotando de rigidez horizontal al sistema. Hay que reseñar que la orientación de la madera adecuada para la flexión de las vigas pared (horizontal) es distinta de la

del núcleo, ya que este último funciona principalmente a compresión o a flexión como ménsula (vertical). El CLT permite que los sistemas de viga pared y muro compartan elementos estructurales y consigue que siempre haya partes de la sección orientadas en al dirección adecuada a cada solicitación.

Los espesores comerciales del CLT permiten la colocación de piezas con una esbeltez respecto a las alturas entre forjados o elementos perpendiculares, evitando que aparezcan problemas de inestabilidad por pandeo.

Además de recibir gran parte de la carga de forjados a través de las vigas pared, el núcleo ha sido diseñado para ser capaz de resistir el cortante y el momento ocasionado por las cargas de viento y es el elemento encargado de evitar desplomes excesivos en el conjunto del edificio.

Estructura horizontal: vigas pared

Las vigas pared funcionan simultáneamente recogiendo los forjados de dos plantas y salvando la luz entre los soportes del perímetro y el núcleo. Como se ha comentado en el apartado anterior, es frecuente que estas vigas se prolonguen dentro de aquel.

Con frecuencias estas vigas son utilizadas para salvar estancias a doble altura, por lo que es importante que tengan el espesor suficiente para no ser susceptibles de presentar problemas de estabilidad lateral.

Se escogen en CLT, procurando orientar el mayor número posible de capas en la dirección horizontal.

Estructura horizontal: forjados de placa nervada

La proporción de los paños existentes entre las vigas pared siempre tiene una dirección corta clara. Se opta por disponer un forjado de placa nervada para aligerar peso, ya que algunas de las luces eran claramente demasiado grandes como para salvarlas simplemente con una losa de CLT.

El módulo de placa nervada propuesto se compone de una losa de CLT de compresión de 12cm de espesor, con un ancho de 2,4 metros y de 3 vigas de madera laminada separadas con un intereje de 0,8m, encoladas por la cara superior, con cantos y anchos variables según la luz y los requerimientos de resistencia y confort de cada paño.

En las vigas pared se dispondrán ménsulas laterales sobre las que se apoyan los módulos de placa, garantizando un montaje rápido y cómodo en altura.

Estructura horizontal: entramado de vigas recíprocas de cubierta

El paño de cubierta es junto con el de planta baja, el único que cubre toda la superficie de la planta. La luz que tiene que salvar se corresponde siempre con la existente desde el núcleo hasta el perímetro del edificio, apoyando. Esta distancia se salva en todas las direcciones de la planta sin la ayuda de soportes intermedios y puede llegar a medir 19,2m. Estas luces ya habían sido salvadas en plantas inferiores con vigas pared, pero a diferencia de estas, la cubierta no cuenta con un canto suficiente como garantizar un empalme a momento con garantías de transmisión de esfuerzo, además de tener difícil resolución en las zonas de esquina.

Se opta por realizar una cubierta con piezas de largo más asequible, y ensamblarlas en una geometría de vigas recíprocas que permita una distribución bidireccional de las esquinas. La peculiaridad de las estructuras recíprocas consiste en conseguir mediante geometría que las piezas se abrochalen entre sí sin que exista ninguna de orden principal respecto a las demás, es decir, que cada pieza es sustentada por otras de su misma categoría y a su vez sirve de sustento a otros elementos del entramado.

Al ser la cubierta el único paño que cubre toda la planta y ser además el superior, tiene la función de arriostrar todas las cabezas de los pilares y de funcionar como diafragma rígido capaz de llevar cargas horizontales al núcleo. Es también necesario que sea rígida para minimizar los comportamientos torsionales del conjunto que el viento pueda ocasionar como consecuencia de la colocación excéntrica de los elementos de rigidez transversal. Se propone a estos efectos disponer una viga cadena en el perímetro, que ate las cabezas de los pilares y una losa superior de CLT, que evite que la parte comprimida de las vigas recíprocas pueda

pandear lateralmente.

Se opta por la utilización de vigas de madera microlaminada, que permite considerar resistencias mayores y tiene todas las fibras orientadas adecuadamente para resistir la flexión.

Sistema de estabilidad lateral: correas de fachada y diagonales

Es necesario restringir la longitud de pandeo entre pilares y crear arriostramientos en las líneas de fachada para poder absorber las acciones de viento y las torsiones que aparezcan por la posición excéntrica del núcleo en planta.

Se dispone por una parte correas de fachada de madera microlaminada para restringir la longitud de pandeo en el eje débil de los soportes y para permitir el traslado de las acciones horizontales hasta las líneas de arriostramiento. Las correas siguen la composición ortogonal del proyecto y sirven también para sujetar la fachada, por lo que tienen una presencia en fachada inevitable y deseable. Se escoge para estos elementos, previsiblemente trabajando a compresión, la utilización de piezas de madera microlaminada.

Por otra parte, las diagonales rompen con el esquema de la ortogonalidad, presente en el resto del edificio y se desea que su presencia se minimice. La utilización de elementos de madera obligaría a dimensionar a compresión, ya que las uniones a tracción en madera son difíciles de materializar y en cualquier caso, la situación de incendio obliga a unos dimensionados mínimos para conservar algo de sección tras la carbonización. Es por esto que se opta por utilizar acero y situar la diagonalización en el centro de la fachada entre las dos hojas de vidrio traslúcidas previstas en el proyecto original.

3.2. Comparación con la estructura existente

Pros

→Mayor ligereza: de manera general, la madera tiene una densidad unas 5 veces menor a la del hormigón, lo que resulta en una proporción de cargas de explotación/cargas de peso propio más ventajosa.

En la siguiente tabla se muestran unas mediciones aproximadas de los elementos de la estructura y de su peso propio.

Peso propio de elementos estructurales aproximado para el proyecto original

	Volumen m^3	Densidad kg/m^3	Masa kg
Cimentación - HA-30	1.047,31	2.500	2.618.265
Muros de sótano - HA-30	185,76	2.500	464.400
Soportes HA-30	5,49	2.500	13.722
Muros de núcleo HA-30	582,96	2.500	1.457.400
Muros de salón de actos HA-30	207,36	2.500	518.400
Losas e=30cm HA-30	1.257,12	2.500	3.142.800
Losas e=35cm HA-30	120,96	2.500	302.400
Losas e=40cm HA-30	161,28	2.500	403.200
Losas e=45cm HA-30	248,83	2.500	622.080
Vigas pared HA-30	405,60	2.500	1.014.000
Escaleras HA-30	218,64	2.500	546.588
Acero de armar B500S	13,94	7.850	109.456
Soportes S275JR	38,18	7.850	299.713
Celosías de cubierta y arriostramientos S275JR	6,39	7.850	50.162

Total de peso propio proyecto original (kg)	11.562.585

Peso propio de elementos estructurales aproximado para la estructura propuesta			
	Volumen m^3	Densidad kg/m^3	Masa kg
Cimentación - HA-30	213,92	2.500	534.791
Muros de sótano - HA-30	185,76	2.500	464.400
Soportes HA-30	5,67	2.500	14.175
Muros de núcleo CLT	544,10	420	228.520
Muros de salón de actos CLT	193,54	420	81.285
Losa de planta baja de HA-30	393,79	2.500	984.480
Placa nervada tipo 1 PN1	455,79	420	191.431
Placa nervada tipo 2 PN2	53,91	420	22.644
Placa nervada tipo 3 PN3	75,40	420	31.667
Vigas pared CLT	378,56	420	158.995
Escaleras GLH24	148,67	420	62.442
Acero de armar B500S	2,57	7.850	20.180
Soportes LVL	317,40	510	161.874
Celosías de cubierta LVL	528,39	510	269.479
Correas de fachada LVL	52,53	510	26.790
Diagonales de S275JR	0,45	7.850	3.569
Total de peso propio (kg)			3.256.722

Puede observarse que el proyecto original pesa aproximadamente unas 3,5 veces más que la propuesta de CLT.

→Menor necesidad de medios auxiliares y reducción de tiempos de ejecución

Aunque no se va entrar a valorar económicamente el ahorro de la estructura propuesta frente la existente en estos términos, sí que se realizan unas observaciones de las implicaciones que tienen.

En lo referente a los medios necesarios para ejecutar la estructura en hormigón, es necesario realizar encofrados a grandes alturas, apeándolo muchas veces sobre losas y elementos estructurales de gran luz que se encuentran debajo. El encofrado de los forjados muchas veces no puede ser retirado tras haber endurecido la planta, al ser necesario ejecutar las vigas pared que lo sujetan y el forjado de la planta superior que arriostra el conjunto. El encofrado de la viga pared se complica además, al necesitar su propia plataforma de apoyo por estar enrasado por el exterior de la losa inferior.

En la estructura propuesta, por el contrario, las piezas vienen mecanizadas de fábrica, y pueden izarse en obra mediante grúas para colocarlas en su posición final. Para los elementos estructurales de mayores dimensiones, pueden ensamblarse las partes sobre el suelo de la parcela para reducir el volumen de trabajos realizados en altura.

A los trabajos y medios de los encofrados, se suman las medios habituales de transporte y puesta en obra de hormigón y ferralla, incluyendo hormigoneras, máquinas de bombeo, grúas elevadoras.

El trabajo de ferrallado y hormigonado exige gran cantidad de mano de obra colocando el armado y

atendiendo a los procesos de vertido, vibrado y curado del hormigón; además de los trabajos de supervisión y aprobación de los materiales y su disposición. El tiempo de poner en obra todos estos elementos y medios, sumados a la necesidad de esperar a que el hormigón fragüe y endurezca alarga considerablemente los plazos de obra, multiplicándose los costes por alquiler de equipos y maquinaria.

La estructura propuesta requiere mucha menos mano de obra in situ, reduce el número de controles de materiales y replanteos necesarios en obra al venir las piezas certificadas de fábrica y acorta el plazo de alquiler de los medios auxiliares, mucho menores ya de por sí a los utilizados en el caso del hormigón.

→Mejor resistencia a cloruros: debido a la proximidad del mar al edificio, es previsible una agresividad ambiental en el aire por salinidad. A pesar de que la propuesta original tiene la mayor parte de los elementos de hormigón al interior, la presencia de cloruros es inevitable, aunque sólo sea por la alta tasa de renovación de aire exigible a las estancias de este edificio.

En el caso de los elementos de hormigón armado, esto supone la obligación de utilizar mayores recubrimientos, mayores resistencias del hormigón, dosificaciones con contenidos de cemento en mayor proporción, pérdida de brazo de palanca en elementos a flexión y posiblemente necesidad de sobredimensionar la armadura para reducir la fisuración.

En el caso de los elementos de acero visto, debe proporcionarse un mejor tratamiento protector frente a la corrosión y mantenimientos más exhaustivos.

La madera tiene la ventaja de no verse atacada por los ambientes con cloruros, ofreciendo una durabilidad y larga vida útil natural en este tipo de ambientes.

→Menor impacto ambiental.

De manera muy simplificada se realiza un estudio comparativo entre el proyecto original y el propuesto de la huella de carbono, medida en kg de CO_2 equivalente.

El estudio reflejado a continuación no pretende analizar todo el ciclo de vida del edificio, si no únicamente las fases involucradas hasta terminar la estructura. Para este procedimiento se utilizan factores de emisión con alcance de etapas A1-A2 y A3. Los coeficientes mostrados han sido obtenidos de la base de datos de carácter ambiental para productos de la construcción OpenDAP, en la que han colaborado los organismos del Ministerio de Economía y Competitividad, el Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, la Asociación Sostenibilidad y Arquitectura (ASA) y la Oficina Española de Cambio Climático (OECC).

Ha de señalarse que los coeficientes de los productos derivados de la madera sólo incluyen las emisiones de gases de efecto invernadero derivadas de la elaboración del producto (transporte, corte, encolado, etc.). Es frecuente encontrarse incluido dentro del factor de emisión el carbono biogénico (que sería liberado a la atmósfera de ser quemada la madera al final de la vida útil del material y que, por tanto, en las fases aquí analizadas no debería computar) o incluso el carbono captado de la atmósfera durante el proceso de crecimiento de los árboles.

Durante la vida útil del edificio, la madera o los productos derivados de la misma mantienen almacenados el carbono biogénico y el captado de la atmósfera. En el caso de la utilización de bosques sostenibles para la elaboración de estos elementos estructurales, para cuando un edificio de madera termina su vida útil, los árboles de nueva plantación ya deberían haber almacenado una cantidad de carbono igual a la liberada por terminación de ciclo de vida del edificio, por lo que la cantidad de gases de efecto invernadero permanece constante a lo largo del tiempo. Este es otro motivo más para no tener en consideración el carbono almacenado de manera natural por la madera a la hora de analizar la huella de CO_2.

En la siguiente tabla se resumen proporciones habituales de factores de emisión y factores de almacenaje de carbono para productos conocidos derivados de la madera:

Producto	Factor de emisión $kgCO_2eq/kg$ producto	Factor de CO_2 almacenado $kgCO_2/kg$ producto
Madera aserrada	87	1.505
CLT	362	1.611
Madera laminada encolada	109	1.730

Puede observarse que la demanda de bosques sostenibles incentivaría la plantación de árboles, convirtiendo además las estructuras de edificación en almacenes de carbono "secuestrado" a la atmósfera. Este efecto beneficioso de almacenamiento no se refleja en análisis realizado, siendo de todas maneras menores las emisiones generadas para el proyecto propuesto respecto al original:

Huella de carbono producción materiales original			
	Masa kg	Factor de emisión kgCO2eq/kg producto	CO2 equivalente kgCO2eq
Cimentación - HA-30	2.618.265	0,133	348.229
Muros de sótano - HA-30	464.400	0,133	61.765
Soportes HA-30	13.722	0,133	1.825
Muros de núcleo HA-30	1.457.400	0,133	193.834
Muros de salón de actos HA-30	518.400	0,133	68.947
Losas e=30cm HA-30	3.142.800	0,133	417.992
Losas e=35cm HA-30	302.400	0,133	40.219
Losas e=40cm HA-30	403.200	0,133	53.626
Losas e=45cm HA-30	622.080	0,133	82.737
Vigas pared HA-30	1.014.000	0,133	134.862
Escaleras HA-30	546.588	0,133	72.696
Acero de armar B500S	109.456	0,384	42.031
Soportes S275JR	299.713	1,489	446.273
Celosías cubierta S275JR	50.162	1,489	74.690
Totales (kg)	11.562.585		2.039.727

Huella de carbono producción materiales propuesta			
	Masa kg	Factor de emisión $kgCO_2eq/kg$ producto	CO_2 equivalente $kgCO_2eq$
Cimentación - HA-30	534.791	0,133	71.127
Muros de sótano - HA-30	464.400	0,133	61.765
Soportes HA-30	14.175	0,133	1.885
Muros de núcleo CLT	228.520	0,362	82.724
Muros de salón de actos CLT	81.285	0,362	29.425
Losa de planta baja de HA-30	984.480	0,133	130.936
Placa nervada tipo 1 PN1	191.431	0,362	69.298
Placa nervada tipo 2 PN2	22.644	0,362	8.197

Placa nervada tipo 3 PN3	31.667	0,362	11.464
Vigas pared CLT	158.995	0,362	57.556
Escaleras GLH24	62.442	0,109	6.806
Acero de armar B500S	20.180	0,384	7.749
Soportes LVL	161.874	0,605	97.934
Celosías de cubierta LVL	269.479	0,605	163.035
Correas de fachada LVL	26.790	0,605	16.208
Diagonales de S275JR	3.569	0,605	2.159
Totales (kg)	3.256.722		818.269

Las emisiones hasta terminar la construcción se reducen aproximadamente en un 60%.

Contras

→Mayor precio de material. Por lo general, el precio de la madera es superior al del acero o el hormigón, encareciendo la estructura, ya que el precio del material a disponer en obra incluye el trabajo de diseño y elaboración de las piezas en taller. Es necesario por tanto conseguir que la puesta en obra sea rápida y que se produzca un ahorro significativo de los medios auxiliares para que el proyecto sea razonablemente competitivo.

Se ha realizado una estimación del presupuesto por material, utilizando las unidades y precios ofrecidos por el generador de precios de CYPE. La comparación se resumen en la siguiente tabla:

Aproximación al presupuesto de la estructura original				
	Unidad Ud	Medición	Precio unidad €/ud	Precio final €
Cimentación - HA-30	m^3	1.047	140,50	147.146
Muros de sótano - HA-30	m^3	186	162,87	30.255
Soportes HA-30	m^3	5	404,85	2.222
Muros de núcleo HA-30	m^3	583	166,13	96.847
Muros de salón de actos HA-30	m^3	207	166,13	34.449
Losas e=30cm HA-30	m^2	4.190	98,64	413.341
Losas e=35cm HA-30	m^2	346	104,32	36.053
Losas e=40cm HA-30	m^2	403	109,92	44.320
Losas e=45cm HA-30	m^2	553	115,60	63.922
Vigas pared HA-30	m^3	406	166,13	67.382
Escaleras HA-30	m^2	875	108,18	94.608
Acero de armar B500S				
Soportes S275JR	kg	299.713	1,79	536.486
Celosías de cubierta y arriostramientos S275JR	kg	50.162	1,62	81.262
Total (€)				1.648.293

Aproximación al presupuesto de la estructura propuesta

	Unidad Ud	Medición	Precio unidad €/ud	Precio final €
Cimentación - HA-30	m^3	214	140,50	30.055,23
Muros de sótano - HA-30	m^3	186	162,87	30.254,73
Soportes HA-30	m^3	6	404,85	2.295,50
Muros de núcleo CLT	m^2	1.943	288	559.641,60
Muros de salón de actos CLT	m^2	691	288	199.065,60
Losa de planta baja de HA-30	m^2	1.125	104,32	117.372,52
Placa nervada tipo 1 PN1	m^2	3.442	271,00	932.673,60
Placa nervada tipo 2 PN2	m^2	346	339,00	117.158,40
Placa nervada tipo 3 PN3	m^2	403	475,50	191.721,60
Vigas pared CLT	m^2	1.352	288,00	389.376,00
Escaleras GLH24	m^3	149	1.300,00	193.273,34
Acero de armar B500S				0,00
Soportes LVL	m^3	317	1.500,00	476.100,00
Celosías de cubierta LVL	m^3	528	1.500,00	792.585,00
Correas de fachada LVL	m^3	53	1.500,00	78.795,00
Diagonales de S275JR	kg	3.569	1,62	5.781,10
Total (€)				4.116.149

En esta aproximación, puede verse que el precio de la propuesta es casi 2,5 veces mayor respecto al original.

→Peor resistencia frente a humedad de elementos expuestos

La susceptibilidad de la madera frente ataques biológicos obligará a adoptar medidas rigurosas de control y mantenimiento de la estructura, además de ser necesario la aplicación de productos protectores en zonas expuestas, uso de tableros de sacrificio, etc.

→Uso de cantos mayores, sobredimensionado obligado por comfort.

Durante el análisis de los elementos estructurales horizontales se comprobó que la variable crítica que determinaba el dimensionado de las piezas eran las vibraciones. La baja densidad de la madera arroja relaciones masa/rigidez que llevan asociadas unas frecuencias propias de oscilación próximas a las inducidas por el uso habitual de las estancias.

En el caso de los forjados, ha sido requisito indispensable incrementar los cantos para poder alejar las frecuencias propias de las frecuencias inducidas, obligando a dimensionar las piezas por confort, pudiendo haber sido mucho menores en caso de haber sido dimensionadas por deformación o resistencia.

→Menor versatilidad en disponibilidad de instalaciones

La necesidad de utilizar forjados nervados para garantizar el confort de los usuarios y poder realizar las uniones lateralmente a las vigas pared genera un patrón lineal de espacios disponibles para el paso de instalaciones. Los nervios no pueden ser perforados para pasos de conductos de grandes dimensiones (aire) o desagües, condicionando así la elección de los sistemas de acondicionamiento y los recorridos de las instalaciones, frente a la libertad que ofrecía la losa continua de hormigón combinada con un sistema de

acabados de suelo técnico o falso techo presente en el proyecto original.

→Necesidad de incluir una viga pared extra respecto al proyecto original

En las salas de danza de la planta segunda y en los espacios de museo de la planta 4 pueden llegar a encontrarse paños con luces de 19,2 x 14,4m en el proyecto original. Las luces descritas estaban fuera del alcance de los sistemas horizontales en madera, manteniendo un canto razonable.

Se opta por incluir una viga pared extra, no existente en el proyecto original, aprovechando la alineación de un tabique móvil que permitía dividir el paño para generar dos aulas de baile, quedando limitada esta libertad de distribución del proyecto original.

→Mayores secciones en elementos de cubierta y fachada, reducción de luminosidad.

El cambio de los soportes y correas de fachada de acero a madera implica el uso de secciones mayores, que generan una envolvente con mayor presencia de la estructura y algo menos permeable al paso de la luz y las visuales. Del mismo modo, la propuesta de cubierta cambia celosías de barras por vigas recíprocas. Aunque el canto se reduce respecto al proyecto original y las instalaciones de esta cubierta pueden seguir pasándose bajo la estructura, en el proyecto original estaban integradas a través de los huecos de las celosías.

MEMORIA Y JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

4. Bases de cálculo

4.1. Tipo de análisis

Para el análisis global del edificio, el estudio de comportamiento y el dimensionado de elementos se utiliza de manera general un análisis elástico, lineal y de primer orden.

En general la madera y sus derivados carecen de ductilidad y es poco adecuado utilizar un análisis plástico, aunque en el caso de las uniones (tras haber comprobado que los modos de rotura frágiles quedan cubiertos con las distancias mínimas en clavijas) se admiten repartos de solicitaciones a partes iguales entre todos los elementos de fijación, considerando que las clavijas de acero son dúctiles y la madera puede aplastarse.

En las comprobaciones manuales de los elementos se realizan bajadas de cargas y repartos aproximados, a fin de poder contrastar que los resultados del modelo entran dentro del rango de lo esperable.

En el apartado de comprobación de estabilidad lateral se realiza una comprobación de la translacionalidad del edificio, demostrando que los efectos de segundo orden son despreciables.

4.2. Procedimientos de verificación y dimensionado manuales

En caso de no especificarse otra cosa, el procedimiento habitual de comprobación resistente frente a las solicitaciones utilizado es el cálculo de índice de aprovechamiento comparando tensiones (tanto para esfuerzos aislados o interactuando).

Cimentación

- Estimación de cargas a cimentación (bajada de cargas manual)
- Predimensionado de la zapata por tensión admisible de terreno
- Verificación geométrica de condición de rigidez
- Verificación de cuantías mínimas
- Comprobación de tensiones en el terreno suponiendo distribución de tensiones lineal
- Comprobación de deslizamiento por equilibrio de fuerzas
- Comprobación de vuelco por equilibrio de momentos
- Comprobación de asientos por método empírico según N_{SPT} de Burland y Burbidge
- Obtención de armado por método de bielas y tirantes
- Verificación de resistencia en bielas

Contención

- Cálculo del empuje del terreno por Coulomb
- Verificación de cuantías mínimas
- Comprobación a flexo-compresión en muro y obtención de armado
- Obtención de armado de refuerzo bajo soportes por bielas y tirantes.

Soportes de hormigón armado

- Obtención de esfuerzos (axiles y momentos) transmitidos por la losa de planta baja
- Verificación de cuantías mínimas
- Dimensionado a flexocompresión utilizando el método simplificado de los axiles reducidos y ábacos de

interacción axil-flexión esviada. Obtención del armado necesario.

·Comprobación a cortante. Obtención de armado necesario.

·Comprobación resistente en caso de incendio mediante el método de distancia mínima al eje de la armadura equivalente.

Forjado de losa maciza de hormigón armado

·Predimensionado de la losa para evitar comprobaciones de deformación según EHE-08.

·Verificación de cuantías mínimas.

·Obtención de esfuerzos de flexión mediante métodos virtuales.

·Comprobación a flexión y obtención de armado de refuerzo

·Comprobación de punzonamiento y obtención de armado correspondiente

·Comprobación de resistencia en caso de incendio mediante distancia mínima al eje de la armadura

Muros de carga de CLT

·Obtención aproximada de esfuerzos mediante bajada de cargas y cálculo de cortantes y momentos generados por el viento.

·Comprobación a compresión considerando pandeo en dirección perpendicular al plano del muro.

·Comprobación de interacción axil con pandeo y momento.

·Comprobación a cortante de la sección por rotura de tablones a lo largo de junta transversal, rotura completa de placa y fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección.

·Comprobación de tracciones en la base del muro

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

·Aproximación al desplome total por cortante de cargas horizontales.

Vigas pared de CLT

·Obtención de esfuerzos de momento y cortante por estimación de áreas tributarias.

·Comprobación a flexión, considerando incremento de secciones por proporciones no lineales de la pieza.

·Comprobación a cortante de la sección por rotura de tablones a lo largo de junta transversal, rotura completa de placa y fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección.

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

·Comprobación de las limitaciones a la deformación (instantáneas y diferidas) para los distintos requerimientos de la normativa.

Estructura horizontal: forjados de placa nervada

·Estimación de las solicitaciones.

·Evaluación de las propiedades mecánicas (resistencia y rigidez) de las secciones en T propuestas.

·Comprobación a flexión

·Comprobación a cortante

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

·Comprobación de las limitaciones a la deformación (instantáneas y diferidas) para los distintos requerimientos de la normativa.

·Comprobación de frecuencias de vibración admisibles.

Estructura horizontal: entramado de vigas recíprocas de cubierta

·Estimación de cargas y solicitaciones . Contraste con modelo de cálculo informático.

·Comprobación a flexión con vuelco lateral.

·Comprobación a cortante

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

·Comprobación de las limitaciones a la deformación (instantáneas y diferidas) para los distintos requerimientos de la normativa.

Pilares de LVL

·Estimación de solicitaciones tras bajada manual de cargas.

·Comprobación a compresión simple con pandeo

·Comprobación de interacción axil-momento.

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

Correas de fachada de LVL

·Estimación de cargas horizontales y solicitaciones.

·Comprobación a compresión simple con pandeo.

·Comprobación de interacción axil-momento.

·Comprobación resistente en caso de incendio considerando una sección reducida por carbonización de las superficies expuestas.

Diagonales de fachada de acero

·Estimación de cargas horizontales y solicitaciones.

·Comprobación a tracción

·Obtención del revestimiento de protección necesario en caso de incendio considerando el porcentaje de aprovechamiento en situación excepcional.

4.3. Acciones

Las acciones a las que se encuentra sometido el edificio se resumen en el cuadro general de este apartado. En los siguientes apartados se explica cómo se han obtenido los valores y otras consideraciones.

Cargas superficiales sobre las plantas (kN/m^2)		
Garaje		
Permanentes	Base hormigón limpieza, 5cm	1,25
	Solera, 15cm	3,75
	Reparto de tabiquería, falsos techos	1
Variables	Aparcamiento ó zona administrativa (B ó D)	2
Planta baja		
Permanentes	Losa de hormigón armado, 35cm	8,75
	Acabado mortero+adoquines, 12cm	3,36
	Tabiquería repartida	1
Variables	Acceso a público (C2 ó C3)	5
Planta tipo		
Permanentes	Losa de CLT 12cm	0,50
	Placa nervada tipo 1	0,79
	Placa nervada tipo 2	1,01
	Placa nervada tipo 3	1,4
	Acabados y falsos techos	0,5
	Tabiquería repartida superficialmente	1
Variables	Acceso a público o aulas danza (C3 ó C4)	5
Planta de cubiertas		
Permanentes	Peso propio estructura de cubierta	2,07
	Losa de CLT, 12cm	0,5
	Cubierta invertida con acabado de grava	2,5
Variables	Nieve	0,3
	Mantenimiento (G1). No concomitante	1
	Viento de presión	0,2
	Viento de succión	-0,7
Zonas de instalaciones		
Permanentes	Losa de CLT 12cm	0,50
	Placa nervada tipo 1	0,79
	Placa nervada tipo 2	1,01
	Placa nervada tipo 3	1,4
	Acabados y falsos techos	1
	Tabiquería repartida superficialmente	1
Variables	Instalaciones	10
	Mantenimiento	1

Cargas lineales sobre las plantas (kN/m)		
Permanente	Muro cortina fachada acristalada	8
Variable	Mantenimiento de fachadas acristaladas	1

Presión de viento sobre las fachadas, q_e

	Presión estática en x			Presión estática en y		
z(m)	Presión x	Succión x	Suma x	Presión y	Succión y	Suma y
0	0,75	-0,47	1,22	0,75	-0,47	1,22
4	1,03	-0,65	1,68	1,03	-0,65	1,68
8	1,19	-0,74	1,93	1,19	-0,74	1,93
12	1,28	-0,80	2,09	1,28	-0,80	2,09
16	1,35	-0,85	2,20	1,35	-0,85	2,20
20	1,41	-0,88	2,29	1,41	-0,88	2,29
24	1,45	-0,91	2,36	1,45	-0,91	2,36
28	1,49	-0,93	2,43	1,49	-0,93	2,43

Sobrecarga de uso

Para la comprobación local de capacidad portante con carga concentrada en uso aparcamiento se consideran los 20kN concomitantes con la carga repartida de 2kN/m^2. Las cargas se transmiten directamente al terreno a través de una solera apoyada en el terreno.

Cargas permanentes

Para los pesos específicos de los elementos constructivos se han utilizados los del Anejo C del Documento Básico de Acciones en la Edificación. En el caso de los productos de madera han sido utilizados los valores de densidad medios o característicos según corresponda proporcionados en el Anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural de Madera.

Sobrecargas de uso

Para los valores característicos de sobrecargas de uso se han utilizado los valores propuestos en la Tabla 3.1 del CTE DB SE-AE acorde a los usos descritos en el apartado descripción del edificio de esta memoria.

En el caso de los cuartos técnicos y el espacio de instalaciones sobre el núcleo se ha considerado una sobrecarga de 10 kN/m^2 para contemplar, a falta de datos más precisos, la posibilidad de que se dispongan equipos pesados y depósitos de agua en ellos.

Nieve

Para la sobrecarga de nieve se considera un coeficiente de forma, μ=1, correspondiente a cubiertas planas y un valorar característico de carga de nieve, s_k=0,3.

Viento

El coeficiente de presión dinámica de Coruña corresponde a la zona C, con una velocidad básica del viento de 29m/s.

El coeficiente de exposición es calculado independientemente a la altura de cada forjado utilizando la

expresión del anejo D.2 y un grado de aspereza del entorno I, por encontrarse muy próximo a la costa.

Los coeficientes utilizados y los cálculos para cada planta se especifican en las siguientes tablas:

Presión dinámica del viento, zona C	q_b	0,52	kN/m^2

Coeficientes de exposición para alturas sobre el terreno			
Grado de aspereza del entorno		I	
k		0,156	
L		0,003	m
Z		1	m
	z(m)	F	C_e
z_1	0	0,91	1,8
z_2	4	1,12	2,5
z_3	8	1,23	2,9
z_4	12	1,29	3,1
z_5	16	1,34	3,3
z_6	20	1,37	3,4
z_7	24	1,40	3,5
z_8	28	1,43	3,6

Coeficientes eólicos de presión o succión, c_p			
Altura total del edificio	H	28	
Ancho de edificio dirección x	a	38,4	m
Ancho de edificio dirección y	b	38,4	m
Esbeltez en x	λ_x	0,729	
Esbeltez en y	λ_y	0,729	
Presión estática en x	c_{px}	0,8	
Succión estática en x	c_{sx}	-0,5	
Presión estática en y	c_{py}	0,8	
Succión estática en y	c_{sy}	-0,5	

Para los coeficientes de presión exterior se considera que no se cumplen los criterios para el cálculo simplificado del apartado 3.3.4 al no tener el edificio continuidad en los forjados que conectan todas las plantas, ni estar compartimentado interiormente; por lo que se deducen según el Anejo D.3 para las tablas de paramentos verticales. Considerando un área sobre la actúa el viento > 10m^2 y una esbeltez h/d=28/38,4=0,73 se obtienen unos coeficientes de presión y succión de 0,8 y -0,5 kN/m^2 respectivamente (hay que alternan en dos direcciones y en ambos sentidos para las comprobaciones).

Del mismo modo, al estar la cubierta a cierta altura y al cambiarse la solución del forjado por una mucho más ligera en CLT, se considera que la acción del viento operando en succión no es necesariamente favorable y no puede despreciarse. Utilizando la Tabla D.5 para cubiertas planas se toman valores de 0,2 y de -0,7kN/m^2 para al presión y la succión respectivamente.

Empujes del terreno

Equivalen a la presión generada por una altura de tierras de 4m, de tipo granular, con un ángulo de rozamiento interno de 35º y un ángulo de rozamiento tierras-muro propio de muro encofrado a dos caras de 11,7º.

Además, debe considerarse una sobrecarga superficial de 5kN/m^2 al tener el muro de contención circundante una plaza de acceso público.

Utilizando la formulación de Mohr-Coulomb se obtiene la aplicación de unos 44kN a 1,4m de la base. Para más detalles de cómo se han obtenido estos valores, se recomienda consultar el apartado de verificación de elementos estructurales "5.10. Muro de sótano de hormigón armado".

4.4. Combinaciones

Las combinaciones introducidas en el modelo de cálculo son las siguientes:

Combinaciones de resistencia y estabilidad (ELU)

→Situación persistente o transitoria: $\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1,35PP+1,35CP+1,5SUg	1,35	1,35			
1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N	1,35	1,35	1,5	1	1,5
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+1,5N	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N+0,9Vx	1,35	1,35	1,5	1	1,5
1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N-0,9Vx	1,35	1,35	1,5	1	1,5
1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N+0,9Vy	1,35	1,35	1,5	1	1,5
1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N-0,9Vy	1,35	1,35	1,5	1	1,5
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+1,5N+0,9Vx	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP++1,05SUc+1,5N-0,9Vx	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+1,5N+0,9Vy	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+1,5N-0,9Vy	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+0,75N+1,5Vx	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+0,75N-1,5Vx	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+0,75N+1,5Vy	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05
1,35PP+1,35CP+1,05SUc+0,75N-1,5Vy	1,35	1,35	1,5	0,7	1,05

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1,5	1	1,5									
			1,5	0,5	0,75						
			1,5	1	1,5						
			1,5	0,5	0,75	1,5	0,6	0,9			
			1,5	0,5	0,75	-1,5	0,6	-0,9			
			1,5	0,5	0,75				1,5	0,6	0,9
			1,5	0,5	0,75				-1,5	0,6	-0,9
			1,5	1	1,5	1,5	0,6	0,9			
			1,5	1	1,5	-1,5	0,6	-0,9			
			1,5	1	1,5				1,5	0,6	0,9
			1,5	1	1,5				-1,5	0,6	-0,9
			1,5	0,5	0,75	1,5	1	1,5			
			1,5	0,5	0,75	-1,5	1	-1,5			
			1,5	0,5	0,75				1,5	1	1,5
			1,5	0,5	0,75				-1,5	1	-1,5

→Situación extraordinaria (incendio): $\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_d$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1PP+ 1CP++0,7SUc+ 1A	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,6SUc+0,2N+ 1A	1	1	1	0,6	0,6
1PP+ 1CP+0,6SUc+0,5Vx+ 1A	1	1	1	0,6	0,6
1PP+ 1CP+0,6SUc-0,5Vx+ 1A	1	1	1	0,6	0,6
1PP+ 1CP+0,6SUc+0,5Vy+ 1A	1	1	1	0,6	0,6
1PP+ 1CP+0,6SUc-0,5Vy+ 1A	1	1	1	0,6	0,6

Combinaciones de aptitud al servicio (ELS)

Para considerar las deformaciones diferidas se ha utilizado un coeficiente kdef=0,6, correspondiente al definido en el código técnico para madera maciza, laminada encolada y microlaminada en clase de servicio 1. La elección de la clase de servicio se corresponde con la disposición al interior, aplicable a la mayor parte de la estructura.

→Flecha activa L/500 (combinación característica):$\Sigma G_{k,j} \cdot k_{def} + Q_{k,1} + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \cdot k_{def} + \Sigma (\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + \Psi_{0,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \cdot k_{def})$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
0,6PP+ 1,6CP+ 1SUg	0,60	1,6			
0,6PP+ 1,6CP+ 1,36SUc+0,5N	0,60	1,6	1	1,36	1,36
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+ 1N	0,60	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+ 1,36SUc+0,5N+0,6Vx	0,6	1,6	1	1,36	1,36
0,6PP+ 1,6CP+ 1,36SUc+0,5N-0,6Vx	0,6	1,6	1	1,36	1,36
0,6PP+ 1,6CP+0,5N+0,6Vy	0,6	1,6	1		0,00
0,6PP+ 1,6CP+ 1,36SUc+0,5N-0,6Vy	0,6	1,6	1	1,36	1,36
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+ 1N+0,6Vx	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+ 1N-0,6Vx	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+ 1N+0,6Vy	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+ 1N-0,6Vy	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+0,5N+ 1Vx	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+0,5N- 1Vx	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+0,5N+ 1Vy	0,6	1,6	1	0,95	0,95
0,6PP+ 1,6CP+0,952SUc+0,5N- 1Vy	0,6	1,6	1	0,95	0,95

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
			1	0,2	0,2						
						1	0,5	0,5			
						-1	0,5	-0,5			
									1	0,5	0,5
									-1	0,5	-0,5

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1	1	1									
			1	0,5	0,5						
			1	1	1						
			1	0,5	0,5	1	0,6	0,6			
			1	0,5	0,5	-1	0,6	-0,6			
			1	0,5	0,5				1	0,6	0,6
			1	0,5	0,5				-1	0,6	-0,6
			1	1	1	1	0,6	0,6			
			1	1	1	-1	0,6	-0,6			
			1	1	1				1	0,6	0,6
			1	1	1				-1	0,6	-0,6
			1	0,5	0,5	1	1	1			
			1	0,5	0,5	-1	1	-1			
			1	0,5	0,5				1	1	1
			1	0,5	0,5				-1	1	-1

→Flecha comfort L/350 (combinación característica) : $\Sigma Q_{k,1} + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \cdot k_{def} + \Sigma(\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + \Psi_{0,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \cdot k_{def})$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1SUg					
1SUc+0,5N			1	1	1
0,7SUc+ 1N			1	0,7	0,7
1SUc+0,5N+0,6Vx			1	1	1
1SUc+0,5N-0,6Vx			1	1	1
1SUc+0,5N+0,6Vy			1	1	1
1SUc+0,5N-0,6Vy			1	1	1
0,7SUc+ 1N+0,6Vx			1	0,7	0,7
0,7SUc+ 1N-0,6Vx			1	0,7	0,7
0,7SUc+ 1N+0,6Vy			1	0,7	0,7
0,7SUc+ 1N-0,6Vy			1	0,7	0,7
0,7SUc+0,5N+ 1Vx			1	0,7	0,7
0,7SUc+0,5N- 1Vx			1	0,7	0,7
0,7SUc+0,5N+ 1Vy			1	0,7	0,7
0,7SUc+0,5N- 1Vy			1	0,7	0,7

→Flecha apariencia L/300 (combinación casi permanente): $\Sigma(G_{k,j} + G_{k,j} \cdot k_{def}) + \Sigma(Q_{k,i} + \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \cdot k_{def})$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1,6PP+1,6CP+1,36SUc	1,60	1,60	1	1,36	1,36

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1	1	1									
			1	0,5	0,5						
			1	1	1						
			1	0,5	0,5	1	0,6	0,6			
			1	0,5	0,5	-1	0,6	-0,6			
			1	0,5	0,5				1	0,6	0,6
			1	0,5	0,5				-1	0,6	-0,6
			1	1	1	1	0,6	0,6			
			1	1	1	-1	0,6	-0,6			
			1	1	1				1	0,6	0,6
			1	1	1				-1	0,6	-0,6
			1	0,5	0,5	1	1	1			
			1	0,5	0,5	-1	1	-1			
			1	0,5	0,5				1	1	1
			1	0,5	0,5				-1	1	-1

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1	1	1									

→Desplome (combinación característica): $\Sigma(G_{k,j}+G_{k,j}\cdot kd_{ef})+Q_{k,1}+\Psi_{2,1}\cdot Q_{k,1}\cdot k_{def}+\Sigma\,(\Psi 0,i\cdot Qk,i+\Psi_{0,i}\cdot\Psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\cdot k_{def})$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q\cdot\Psi$
1,6PP+1,6CP+1SUg	1,60	1,60			
1,6PP+1,6CP+1,36SUc+0,5N	1,60	1,60	1,00	1,36	1,36
1,6PP+1,6CP+0,952SUc+1N	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+1,36SUc+0,5N+0,6Vx	1,60	1,60	1,00	1,36	1,36
1,6PP+1,6CP+1,36SUc+0,5N-0,6Vx	1,60	1,60	1,00	1,36	1,36
1,6PP+1,6CP+1,36SUc+0,5N+0,6Vy	1,60	1,60	1,00	1,36	1,36
1,6PP+1,6CP+1,36SUc+0,5N-0,6Vy	1,60	1,60	1,00	1,36	1,36
1,6PP+1,6CP+0,952SUc+1N+0,6Vx	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,952SUc+1N-0,6Vx	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,952SUc+1N+0,6Vy	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,952SUc+1N-0,6Vy	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,95SUc+0,5N+1Vx	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,95SUc+0,5N-1Vx	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,95SUc+0,5N+1Vy	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95
1,6PP+1,6CP+0,95SUc+0,5N-1Vy	1,60	1,60	1,00	0,95	0,95

Mientras que en el cálculo de flechas no intervienen las flechas instantáneas de las cargas anteriores a las puesta de los elementos susceptibles de ser dañados, en el caso del desplome no se especifica en el Código Técnico reducción o ausencia de consideración de ningún tipo de cargas.

Aunque las combinaciones incluyan instantánea y diferida de todas las cargas, no es esperable que las cargas gravitatorias generen desplomes importantes, por otra parte, los coeficientes de simultaneidad aplicables aseguran que las cargas de corta duración no generan flechas diferidas.

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1	1	1									
			1	0,5	0,5						
			1	1	1						
			1	0,5	0,5	1	0,6	0,6			
			1	0,5	0,5	-1	0,6	-0,6			
			1	0,5	0,5				1	0,6	0,6
			1	0,5	0,5				-1	0,6	-0,6
			1	1	1	1	0,6	0,6			
			1	1	1	-1	0,6	-0,6			
			1	1	1				1	0,6	0,6
			1	1	1				-1	0,6	-0,6
			1	0,5	0,5	1	1	1			
			1	0,5	0,5	-1	1	-1			
			1	0,5	0,5				1	1	1
			1	0,5	0,5				-1	1	-1

Combinaciones para el terreno

→Acciones del edificio sobre la cimentación persistentes y transitorias: $\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Caso de carga	PP	CP		SUc	
	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1PP+ 1CP+ 1SUg	1	1			
1PP+ 1CP+ 1SUc+0,5N	1	1	1	1	1
1PP+ 1CP+0,7SUc+ 1N	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+ 1SUc+0,5N+0,6Vx	1	1	1	1	1
1PP+ 1CP+ 1SUc+0,5N-0,6Vx	1	1	1	1	1
1PP+ 1CP+ 1SUc+0,5N+0,6Vy	1	1	1	1	1
1PP+ 1CP+ 1SUc+0,5N-0,6Vy	1	1	1	1	1
1PP+ 1CP+0,7SUc+ 1N+0,6Vx	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+ 1N-0,6Vx	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+ 1N+0,6Vy	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+ 1N-0,6Vy	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+0,5N+ 1Vx	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+0,5N- 1Vx	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+0,5N+ 1Vy	1	1	1	0,7	0,7
1PP+ 1CP+0,7SUc+0,5N- 1Vy	1	1	1	0,7	0,7

SUg			N			Vx			Vy		
γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$	γ_Q	Ψ	$\gamma_Q \cdot \Psi$
1	1	1									
			1	0,5	0,5						
			1	1	1						
			1	0,5	0,5	1	0,6	0,6			
			1	0,5	0,5	-1	0,6	-0,6			
			1	0,5	0,5				1	0,6	0,6
			1	0,5	0,5				-1	0,6	-0,6
			1	1	1	1	0,6	0,6			
			1	1	1	-1	0,6	-0,6			
			1	1	1				1	0,6	0,6
			1	1	1				-1	0,6	-0,6
			1	0,5	0,5	1	1	1			
			1	0,5	0,5	-1	1	-1			
			1	0,5	0,5				1	1	1
			1	0,5	0,5				-1	1	-1

4.5. Materiales

Se muestran a continuación las propiedades mecánicas y condiciones de durabilidad o protección de los elementos estructurales según el material propuesto.

Hormigón

→Hormigón de limpieza

Elemento estructural		Hormigón de limpieza	
Designación		HL-300/B/40	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	20	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	13,33	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		40	mm
Clase general de exposición		IIa	
Clase específica de exposición		Qb	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5 MR	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	-	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		300	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

→Hormigón en elementos en contacto con el terreno

Elemento estructural		Cimentación y muros sótano	
Designación		HA-30/B/20/IIa-Qb	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIa	
Clase específica de exposición		Qb	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5 MR	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	50 (70 contra terreno)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		350	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

→Hormigón para resto de elementos estructurales

Elemento estructural		Soportes y losa PB	
Designación		HA-30/B/20/IIIa	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIIa	
Clase específica de exposición		-	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	35 (25+10)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		300	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

Madera y productos derivados de la madera

En el caso de la madera contralaminada deberá procederse a calcular la resistencia global de la sección según la geometría de las capas y el orden en el que estas se dispongan, ya que aunque el material es el mismo, se trata de un material no isótropo y la colocación alterna de la dirección de la fibra en las sucesivas capas que componen el producto afectan a las propiedades de la pieza significativamente.

El material comercial del que se componen habitualmente estos productos se trata habitualmente de madera de conífera C24. Mediante la utilización de piezas de menor tamaños es posible reducir el coeficiente de seguridad e incrementar ligeramente las propiedades, ya que la incertidumbre de mermas de resistencia en los componentes de la madera es menor.

→Madera laminada o contralaminada encolada

Madera empleada	GL 24h ó CLT		
Flexión	$f_{m,g,k}$	24	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	19	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	1	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	24	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	3	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	1	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	11.500	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,05}$	9.600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	300	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,05}$	250	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	650	N/mm^2

Módulo de elasticidad transversal medio	$G_{g.05}$	540	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r.g.mean}$	65	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico	$G_{r.g.05}$	54	N/mm^2
Densidad característica	ρ_k	385	kg/m^3
Densidad media	ρ_{mean}	420	kg/m^3
Clase de servicio: interior (cubierto y cerrado). H<12%		1	
Coeficiente parcial del material,	γ_m	1,25	

→Madera microlaminada

Madera empleada	LVL-S		
Flexión	$f_{m.g.k}$	44	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t.0.g.k}$	35	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t.90.g.k}$	1	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c.0.g.k}$	35	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c.90.g.k}$	6	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v.g.k}$	4	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r.g.k}$	-	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0.g.mean}$	13.800	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra	$E_{0.g.05}$	11.600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra medio	$E_{90.g.mean}$	430	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra característico	$E_{90.g.05}$	350	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g.mean}$	600	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal característico	$G_{g.05}$	400	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r.g.mean}$	-	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico	$G_{r.g.05}$	-	N/mm^2
Densidad característica	ρ_k	480	kg/m^3
Densidad media	ρ_{mean}	510	kg/m^3
Clase de servicio: interior (cubierto y cerrado). H<12%		1	
Coeficiente parcial del material	γ_m	1,25	

Acero

→Acero laminado

Designación y espesor norminal	t	S275JR, t ≤ 16	S275JR, 16<t≤40	mm
Límite elástico	f_y	275	265	MPa
Tensión de rotura	f_u	410	410	MPa
Alargamiento de rotura		15%	15%	mín. %
Coeficiente parcial de seguridad resistencia		γ_{M0}=1,05; γ_{M1}=1,05; γ_{M2}=1,25		
Módulo elástico	E		210000	MPa
Módulo de elasticidad transversal	G		81000	MPa
Coeficiente de poisson	ν		0,3	

Coeficiente de dilatación lineal	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	ºC-1
Densidad	γ	7850	kg/m^3
Durabilidad (clase de exposición)		C3 - Diagonales de fachada y medios de unión	
		C5 -M Medios de unión expuestos a la intemperie	
Protección frente a corrosión		C3 - Galvanizado en caliente, protección Z275	
		C5-M - Galvanizado en caliente, protección Z350	
Protección frente a incendios		Imprimación base + pintura intumescente e=800 µm	

→Acero en barras corrugadas y mallas electrosoldadas

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

→Acero en pernos, pasadores y tornillos

Sólo se permite el uso de tornillos y pasadores normalizados o certificados según las prestaciones indicadas en las normativas abajo citadas:

Clase de pernos, pasadores y tirafondos		10.9	
Tensión de límite elástico	f_y	900	MPa
Tensión de rotura	f_u	1000	MPa
Tornillos normalizados	UNE EN ISO 4014, 4016, 4017, 4018		
Tuercas hexagonales normalizadas	UNE EN ISO 4032, 4033, 4034		
Arandelas planas normalizadas	UNE EN ISO 7089, 7090, 7091		
Tirafondos normalizados o certificados (ETA)	UNE EN 14592:2009		
Protección frente a la corrosión	C3 - Galvanizado en caliente, protección Z275		
	C5-M - Galvanizado en caliente, protección Z350		

4.6. Estrategia general para la protección de la madera en caso de incendio

Debido a que se trata de un edificio con uso de pública concurrencia en plantas situadas a más de 14m, aparecen ciertos sectores en los que ha de garantizarse una resistencia al fuego de 120 minutos. Partiendo de un análisis de elementos de madera sin proteger se obtienen los siguientes parámetros de sección equivalente según el CTE DB SE-M:

Corrección del factor de estabilidad primeros 20'	k_0	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	120	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	84	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,091	m

Tener que suprimir 9cm por cada cara expuesta supone un incremento en el espesor de las secciones inadmisible que distorsionaría por completo la imagen del edificio y afectaría a las superficies útiles en demasía. Por otra parte, se tiene la inquietud de que muy posiblemente la mayor carga de fuego sea la propia estructura.

La solución más económica pasaría posiblemente por revestir todas las superficies de madera expuesta con tableros de yeso ignífugos con tanto espesor como sea necesario para cubrir los minutos que la sección carbonizada no sea capaz de resistir.

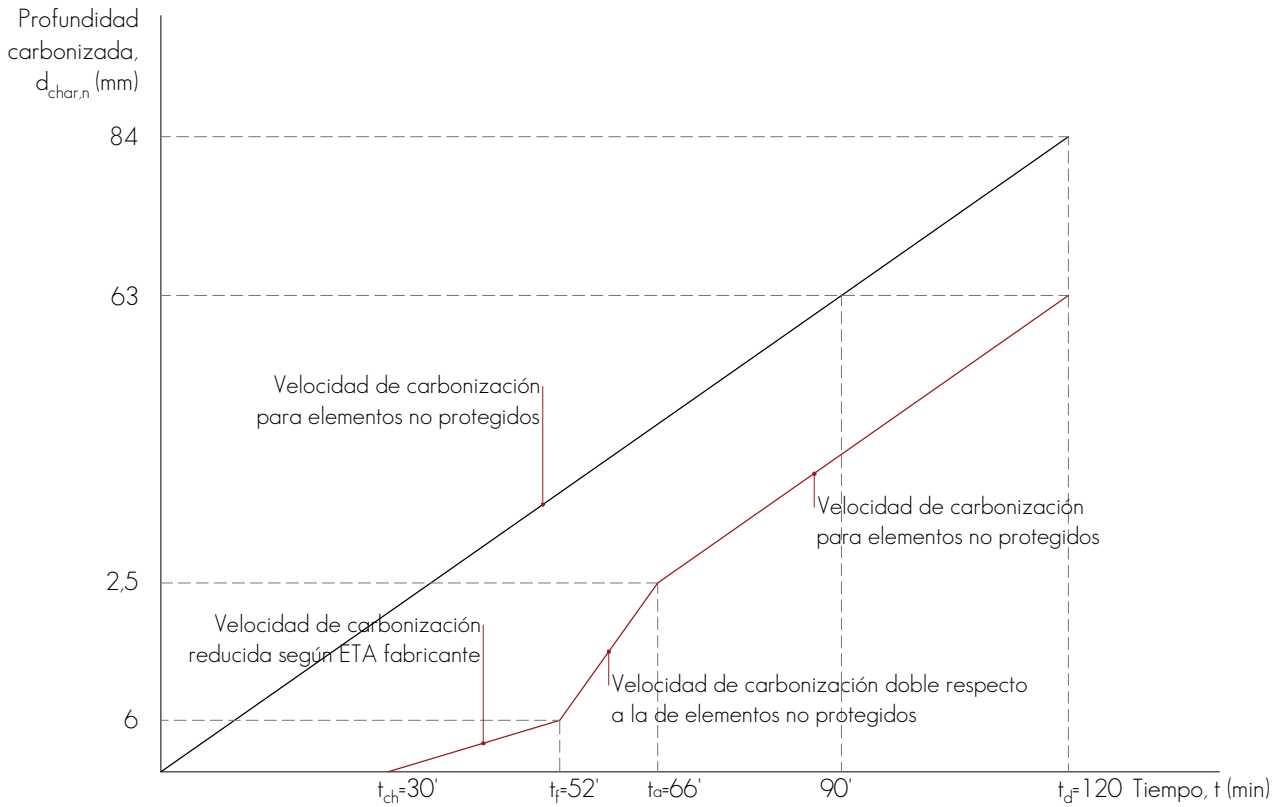
En contraposición a la optimización económica se desea mantener vista la madera en las zonas del museo (esto es, el espacio que resta entre la envolvente y las estancias cerradas) y además, debido a que existen huecos que comunican varias plantas en altura se teme que los propios materiales de protección a incendio puedan desprenderse convirtiéndose en un factor de peligro y causa de pánico para los evacuantes.

Se opta por aplicar en todas las superficies un barniz intumescente certificado según el EC5 y la norma ENV 13381-7, que cuenta con la capacidad de retrasar el inicio de la carbonización (t_{ch}) en 30 ó 60 minutos, además de reducir la velocidad de carbonización en 0,33 mm/min durante el inicio de esta y hasta el instante en que se considera el fallo de la protección (t_f). Aunque tras el fallo de la protección deba considerarse una velocidad de carbonización doble respecto al de la madera sin proteger, esta fase termina al alcanzar los 25mm de profundidad.

En estas condiciones, y habiendo comprobado que existe un desfase entre las profundidades de carbonización para elementos sin proteger respecto a elementos protegidos con barniz intumescente certificado de al menos 30 minutos, el cálculo puede abordarse como si se tratasen de piezas sin proteger para con un requerimiento de 90 minutos.

La validez del barniz ha sido comprobada para el barniz comercial Aithon PV33, con ETA 15/0424 y utilizando los procedimientos especificados en la norma UNE-EN 1995-1-2:2015.

Además de permitir abordar unas piezas más pequeñas, la otra gran ventaja de la utilización del barniz es evitar que la madera que compone la estructura colabore con la propagación del incendio, al evitar durante los primeros minutos de exposición al mismo la combustibilidad de la madera.



Img. 10. Evolución de la profundidad de carbonización a lo lago del tiempo de exposición en elementos protegidos de madera según el Eurocódigo.

4.7. Estudio de durabilidad y protección de los elementos de madera según su exposición

Clases de uso

Se prevé la existencia de tres clases de uso según la posibilidad de que los elementos estén expuestos a alcanzar ciertas humedades relativas durante su vida de servicio.

·Clase de uso 1: todos los elementos estructurales interiores, protegidos de la intemperie, excluyendo las zonas de baños e instalaciones.

·Clase de uso 2: elementos estructurales interiores expuestos a humedades altas debido al uso de la estancia. En este caso se localizan únicamente los baños y vestuarios de las plantas baja, segunda y tercera y los recintos de instalaciones localizados sobre el salón de actos y sobre las salas de danza de la planta segunda. Debido a que los soportes del perímetro y las correas se encuentran embebidos en el ancho de la fachada (sistema de doble hoja), se opta por incluir dichos elementos también en esta clase de uso, ya que son susceptibles de estar en contacto con una mayor humedad en caso de que la hoja exterior fuera perdiendo su estanqueidad inicial.

·Clase de uso 3.1: elemento estructural al exterior, por encima del suelo, protegidos mediante piezas o tableros de sacrificio. Se encuentran en esta categoría las vigas pared en fachada y los muros del núcleo de la última planta, que quedan al exterior por ser esta un recinto de instalaciones no cerrado.

Durabilidad natural de la madera

Acorde a la tabla B.1 de la norma UNE-EN 350 y suponiendo que se utilice pino pinaster, propio del suroeste de Europa, se obtienen las siguientes propiedades de durabilidad natural:

Durabilidad natural duramen: Pinus pinaster		
Hongos	3-4	De medianamente durable a poco durable
Hylotrupes	D	Durable
Anobium	D	Durable
Termitas	S	No durable

La normativa aconseja considerar la albura de todas las especies de madera como clase de durabilidad 5 frente a hongos. Al no poder garantizarse qué parte del tronco es incorporada en los productos comerciales, se utiliza 5 para realizar las comprobaciones que siguen.

Comprobación de durabilidad natural

A través de la Tabla 1 de la norma UNE-EN 460:1994 se determina la adecuación de la madera para resistir unas determinadas categorías de uso según la durabilidad natural, se considera la clase de durabilidad 5, ya que el pino está categorizado con la letra b (tiene una albura >10cm).

Clase de uso y adecuación según durabilidad natural clase 5		
Clase 1	0	Durabilidad natural suficiente
Clase 2	(0)	Durabilidad natural suficiente. Recomendable tratamiento protector
Clase 3,1	(0)-(x)	Se requiere tratamiento protector. Durabilidad natural suficiente para ciertos usos

Nivel de penetración frente a agentes bióticos

El CTE DB SE-M define diferentes tipos de protecciones en la tabla 3.1 según la clase de uso a la que la pieza esté sometida:

Clase de uso y nivel de penetración		
1	NP1	Sin exigencias específicas, todas las caras tratadas. Se recomienda un tratamiento superficial con producto insecticida
2	NP1	Sin exigencias específicas, todas las caras tratadas. Se debe aplicar un tratamiento superficial con producto insecticida y fungicida
3.1	NP2	Impregnación de al menos 3mm en la albura en todas las caras de la pieza

Conociendo la durabilidad natural de la albura de la madera de pino, se prescriben los siguientes tratamientos protectores.

Tratamientos protectores prescritos	
1	Durabilidad natural de la albura suficiente. Aplicación de barniz intumescente R30
2	Aplicación de lasur fungicida e insecticida compatible químicamente con barniz intumescente R30
3.1	Tratamiento en autoclave de las caras expuestas previo al encolado de las piezas con penetración mínima de 3mm. Barniz intumescente R30

La norma UNE-EN 350 clasifica la albura del Pinus Pinaster con el rango de 1: impregnabilidad total. Los tratamientos propuestos son adecuados a la especie y al producto comercial.

4.8. Normativa contemplada

Terreno y cimientos

·CTE DB SE-C. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Cimientos.

Bases de cálculo y acciones

·CTE DB SE. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural.

·CTE DB SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Acciones en la edificación.

·CTE DB HR. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de protección frente al ruido.

·CTE DB SI. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad en caso de incendio.

Hormigón

·EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.

Acero

·EAE. Instrucción de Acero Estructural.

·CTE DB SE-A. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Acero.

·UNE-EN 1995-1-1. Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.

Madera

·CTE DB SE-M. Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural.

·UNE-EN 1995-1-1. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para la edificación.

·UNE-EN 1995-1-2. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

·UNE-EN 335. Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Clases de uso: definiciones, aplicación a la madera maciza y a los productos derivados de la madera.

·UNE-EN 460. Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Durabilidad natural de la madera maciza. Guía de especificaciones de durabilidad natural de la madera para su utilización según las clases de riesgo.

·UNE-EN 350. Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Ensayos y clasificación de la resistencia a los agentes biológicos de la madera y de los productos derivados de la madera.

·UNE-EN 351-1. Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Madera maciza tratada con productos protectores. Parte 1: Clasificación de las penetraciones y retenciones de los productos protectores.

5. Verificación de elementos estructurales representativos

Para los siguientes elementos estructurales representativos del edificio se realiza un cálculo manual. El proceso general, detallado para cada elemento, comprende estimación de acciones, predimensionado, obtención de esfuerzos, verificación de estados límite últimos y estados límite de servicio.

Para las verificaciones se han generado herramientas propias que permiten contrastar los resultados obtenidos con otros programas de carácter comercial.

5.1. Forjado nervado: losa de madera contralaminada+viga de madera laminada encolada

Para las comprobaciones del forjado se ha programado una hoja de excel propia.

El diseño del forjado viene profundamente condicionado por la modulación del edificio. Se opta por utilizar losas de 2,4m de ancho (en lugar de los 3m que puede llegar a tener el formato comercial habitual). Por otra parte, se utiliza un intereje entre nervios de 0,8m que permite la perfecta coincidencia con los soportes de fachada y con los módulos de CLT.

Las losas nervadas, presentes en las diversas zonas de uso en plantas superiores, se anclan y diseñan únicamente en los extremos de su directriz principal. Aunque existen en el proyecto zonas dónde sería posible considerar los 4 bordes, la propia elección del forjado (que viene determinada por condicionantes de distinta índole) propicia la consideración unidireccional de estos elementos. Por otra parte, es improbable que se puedan conectar las losas lateralmente garantizando la rigidez transversal.

De manera simplificada, se pueden distinguir dos posibilidades de conexión entre losas nervadas y vigas pared en función de su posición respecto a estas:

·El forjado apoya aprovechando en el espesor de las vigas pared cuando está por encima de éstas.

·El forjado se ancla lateralmente a las vigas pared cuando se ubica debajo de aquellas.

Se descarta para el segundo caso la posibilidad de colgarlo y atornillarlo porque generaría uniones con modos de fallo frágiles (arrancamiento de elementos de fijación en tracción perpendicular o paralela a la fibra), además de no poder garantizarse la conexión adecuadamente y existir insuficiente capacidad mecánica para el modo de trabajo. Nótese, que es precisamente por este mismo motivo que se ha descartado la posibilidad de usar losas macizas, ya que no es posible anclarlas lateralmente.

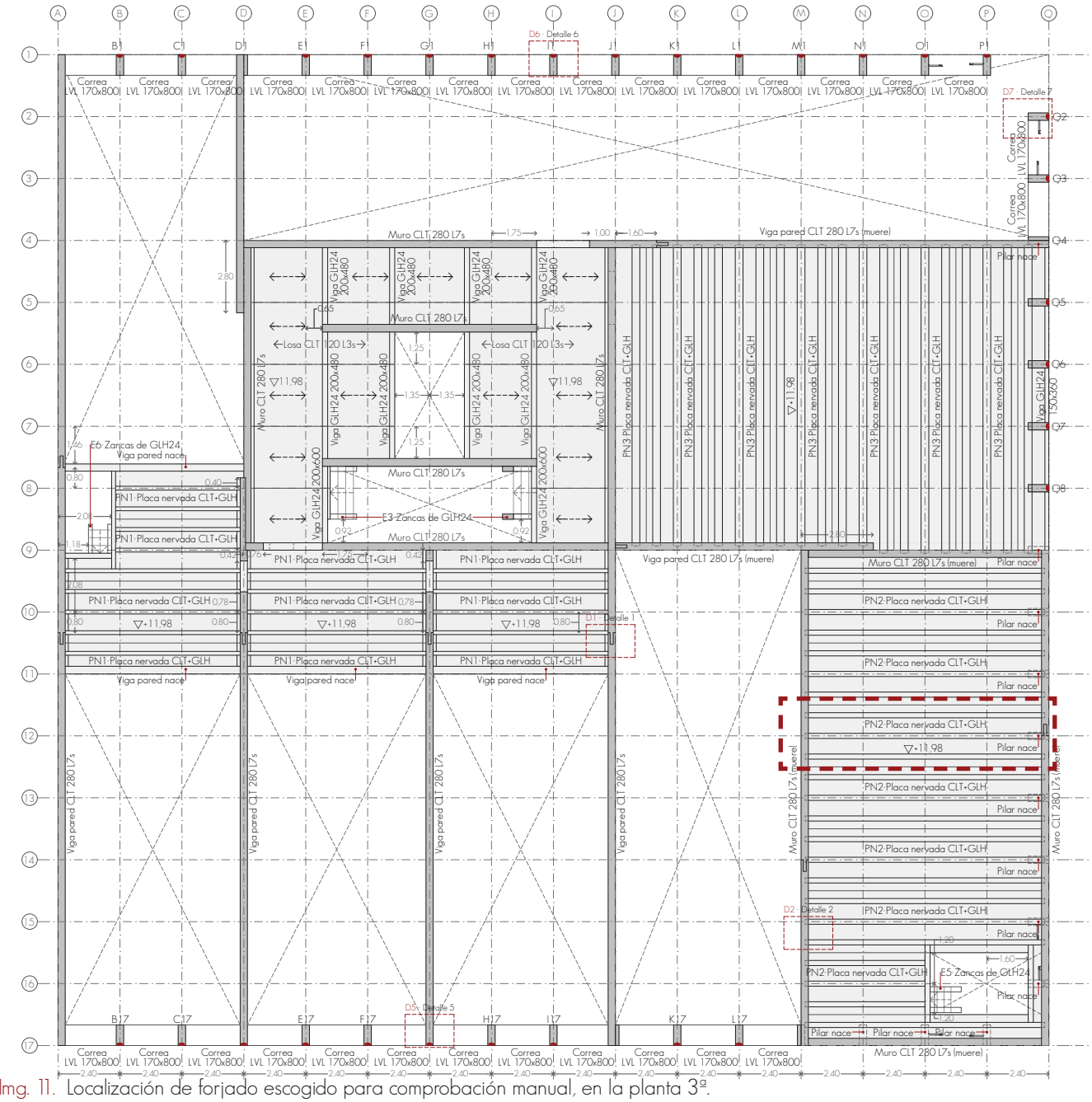
Al tener la madera un comportamiento no dúctil y al no poder garantizarse la rigidez necesaria en las uniones para transmitir esfuerzos de momento, los elementos se consideran con carácter general isostáticos.

Elemento escogido

Se trata de una de las losas sobre el salón de actos que salva 9m de luz.

Se escoge una sección de CLT formada por 3 capas (2 longitudinales) encolada a una viga de madera laminada de 12 capas. Todas las capas tienen 40 mm de canto, conformando una sección total de 600mm.

La losa tiene 3 vigas descolgadas y se calcula un elemento, con un intereje de 0,8m.



Img. 11. Localización de forjado escogido para comprobación manual, en la planta 3ª.

Acciones

Se añade a continuación un resumen de las acciones consideradas en la comprobación de este elemento y de los coeficientes de simultaneidad y seguridad.

*En esta memoria no se detallan las distintas combinaciones, sólo se comprueba el caso de carga permanente+uso como variable principal a modo explicativo. Hay que reseñar que la combinación pésima no resulta inmediata de suponer ya que el coeficiente k_{mod} varía en función del tiempo de aplicación de la carga.

Acción	g_k ó q_k (kN/m^2)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carga permanente	2,50	1,35	-	-	-
Zonas destinadas al público (Categoría C)	5,00	1,5	0,70	0,70	0,60
Altitudes ≤ 1000 m	0,00	1,5	0,50	0,20	0,00
Viento	0,00	1,5	0,60	0,50	0,00
Total	7,50				

Esfuerzos

Se presentan a continuación los esfuerzos obtenidos, en valor de servicio y mayorados. Se realiza un cálculo como si se tratasen de elementos lineales isostáticos. Se realiza también una estimación como sección en T con intereje de 0,8m.

→Momento y cortante para viga isostática, $M_{y,d}$ y $V_{z,d}$

$$M_{y,d} = \frac{q \cdot L^2}{8} \qquad V_{z,d} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo

·$V_{z,d}$ Cortante en valor de cálculo

·q Carga repartida sobre la viga, mayorada o en servicio según el caso

·L luz de cálculo

Acciones y solicitaciones	Intereje (m)	Luz (m)	M_k (kN·m)	M_d (kN·m)	V_k (kN)	V_d (kN)
Carga permanente			20,25	27,34	9,00	12,15
Zonas destinadas al público			40,50	60,75	18,00	27,00
Altitudes ≤ 1000 m	0,8	9	0,00	0,00	0,00	0,00
Viento			0,00	0,00	0,00	0,00
Total			60,75	88,09	27,00	39,15

Propiedades del material

Se resumen a continuación las propiedades mecánicas del material empleado en las comprobaciones. Como los parámetros resistentes de la sección son resultado de un cálculo de las propiedades mecánicas "capa a capa" se toma el material que compone habitualmente el CLT: madera de conífera de pino o de abeto.

Madera empleada	CLT 24		
Tipo de madera	Laminada encolada homogénea		
Flexión	$f_{m,g,k}$	24	N/mm²
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	19	N/mm²
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	1	N/mm²
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	24	N/mm²
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	3	N/mm²
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4	N/mm²
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	1	N/mm²
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	11.500	N/mm²
Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	9.600	N/mm²
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	300	N/mm²
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	250	N/mm²
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	650	N/mm²
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	540	N/mm²

Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	65	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	54	N/mm^2
Densidad característica (5% percentil)	ρ_k	385	kg/m^3
Densidad media	ρ_{mean}	420	kg/m^3

Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,25	
Factor modificador	k_{mod}	0,9	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1,2	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3
Factor de tamaño	k_h	1,00	

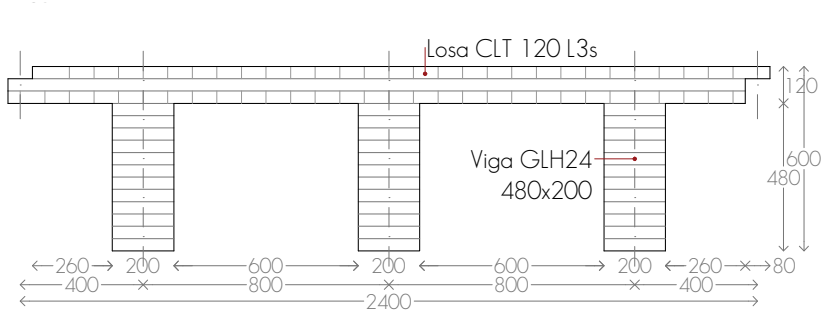
Propiedades de la sección

Existen dos condicionantes fundamentales a la hora de calcular los parámetros básicos necesarios para conocer la capacidad de la sección:

·Comportamiento de la viga en T

·Comportamiento de las capas transversales del CLT.

Para hallar los parámetros mecánicos (posición del CDG de la sección, área, momento de inercia, momento estático). Se utilizan las formulaciones clásicas de resistencias de materiales (composición de centros de masas, inercia de Steinner...). Para considerar adecuadamente la reducción de resistencia por la presencia de una capa del CLT en sentido transversal (comportamiento ortotrópico de la madera), se realiza una equivalencia entre los módulos elásticos transversal/longitudinal del material.



Img. 12. Sección de placa nervada PN2 tipo.

→Determinación de la posición del centro de gravedad general de la sección a la fibra inferior de la misma, z_s

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_C} b_i \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} b \cdot d_i}$$

Donde:

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·b_i Ancho de la capa considerada

·d_i Canto de cada capa

·o_i Posición del centro de gravedad de cada capa respecto a la fibra inferior de la sección

·b Ancho de la sección

·n número de la capa longitudinal

→Determinación de la distancia del centro de gravedad de cada capa al centro de gravedad global de la sección, a_i

$$a_i = o_i - z_s$$

Donde:

·o_i Posición del centro de gravedad de cada capa

·z_s Distancia del CDG de la sección a fibra inferior de la sección

→Determinación del área neta de la sección, $A_{0,net}$

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_C} \cdot b \cdot d_i$$

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

→Momento de inercia de la sección, $I_{0,net}$

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Donde:

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

·a_i Distancia del centro de gravedad de cada capa al centro de gravedad global

·n número de la capa longitudinal

→Módulo resistente de la sección, $W_{0,net}$

$$W_{0,net} = \frac{I_{0,net}}{\max\{|z_0|; |z_u|\}}$$

Donde:

· $I_{0,net}$ Inercia de la sección

· z_0 Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra superior de la misma

· $z_u = z_s$ Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra inferior de la misma

→Momento estático de la sección, $S_{R,0,net}$

$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{m_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i$$

Donde:

· m_L Posición que ocupa la capa longtidudinal más cercana al centro de gravedad

· E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

· E_c Módulo elástico de referencia

· d_i Canto de cada capa

· b Ancho de la sección

· a_i Distancia del centro de gravedad de cada capa al centro de gravedad global

Todos los parámetros necesarios se hallan independientemente para cada capa para poder manipular el espesor de las capas, el ancho de la sección en cada punto y la dirección de la fibra. A modo de ejemplo se incluyen los parámetros de las capas correspondientes a la losa de CLT.

Nº de capa (1=superior)		1	2	3	
Orientación		0	90	0	º
Canto	h_i	40	40	40	mm
Ancho	b_i	800	800	800	mm
Módulo elasticidad	E_i	11.500	300	11.500	N/mm²
CDG de capa	s	20	20	20	mm
Distancia CDG de capa a cara inferior	o_i	580	540	500	mm
Distancia CDG de capa a CDG de sección	a_i	219	179	139	mm
$E_i/E_c \cdot B_i \cdot d_i \cdot o_i$		18.560.000	450.783	16.000.000	mm³
Área neta = $E_i/E_c \cdot B_i \cdot d_i$	A_i	32.000	835	32.000	mm²
Momento de inercia de la capa	I_i	4.266.667	111.304	4.266.667	mm⁴
Área·distancia al cuadrado	$Ai \cdot a_i^2$	1.535.673.605	26.766.921	618.856.996	mm³
Momento estático de la capa	S_i	7.010.104	149.481	4.450.104	mm³

Con los valores anteriormente descritos (extendido a todas las capas de la sección) es posible hallar los parámetros mecánicos que hacen falta para las comprobaciones de estados límite últimos. Sin embargo,la existencia de capas transversales y la ortotropía del material provoca unas mayores deformaciones debido al

cortante de rodadura.

Existen varios procedimientos regulados para considerar este incremento de la flexibilidad como consecuencia de que el módulo elástico de rodadura es aproximadamente 1/3 del módulo de elasticidad transversal.

Para las comprobaciones aquí descritas se ha utilizado el método Gamma. Este método conforma la base para el cálculo de deformación. Está especificado en el anejo B del Eurocódigo 5 y es usado en la mayoría de las especificaciones técnicas para madera contralaminada. Las capas longitudinales son reducidas por un factor γ, para considerar la flexibilidad ante cortante de las capas transversales adyacentes. El momento de inercia efectivo asociado es utilizado para las comprobaciones de estados límite de servicio, es decir: la flexibilidad a cortante es considerada por una rigidez a flexión reducida efectiva.

En este caso, como no se prevé la existencia de losas de CLT de más de 5 capas, puede utilizarse la formulación simplificada sin necesidad de recurrir al método Gamma modificado.

→Coeficientes del método Gamma del EC5, γ_1, γ_2 y γ_3

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{l_{ref^2}} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}}\right)}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3}{l_{ref^2}} \cdot \frac{d_{2,3}}{b \cdot G_{R,23}}\right)}$$

Donde:

·E_1 Módulo elástico longitudinal de la primera capa longitudinal (superior)

·E_3 Módulo elástico longitudinal de la tercera capa longitudinal (desde arriba)

·A_1 Área de la primera capa longitudinal (superior)

·A_3 Área de tercera capa longitudinal (desde arriba)

·$d_{1,2}$ Espesor de la primera capa transversal (desde arriba)

·$d_{2,3}$ Espesor de la segunda capa transversal (desde arriba)

·$G_{R,12}$ Módulo transversal de rodadura para la primera capa transversal (desde arriba)

·$G_{R,12}$ Módulo transversal de rodadura para la segunda capa transversal (desde arriba)

·l_{ref} Longitud de referencia (igual a longitud de viga en vigas de un solo vano)

→Distancias entre capas según el método Gamma del EC5, a_1, a_2 y a_3

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - a_2$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot \frac{E_1}{E_C} \cdot b \cdot d_1 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - \gamma_3 \cdot \frac{E_3}{E_c} \cdot b \cdot d_3 \cdot \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\sum_{i=1}^{3} \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) + a_2$$

Donde:

·γ_1, γ_3 Coeficientes del método Gamma del EC5

·E_c Módulo elástico de referencia

·E_1 Módulo elástico longitudinal de la primera capa longitudinal (superior)

·E_3 Módulo elástico longitudinal de la tercera capa longitudinal (desde arriba)

·d_1 Espesor de la primera capa longitudinal (desde arriba)

·$d_{1,2}$ Espesor de la primera capa transversal (desde arriba)

·d_2 Espesor de la segunda capa longitudinal (desde arriba)

·$d_{2,3}$ Espesor de la segunda capa transversal (desde arriba)

·d_3 Espesor de la tercera capa longitudinal(desde arriba)

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

→Inercia efectiva, $I_{0,ef}$

$$I_{0,ef} = \sum_{i=1}^{3} \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^{3} \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Donde:

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·γ_i Coeficiente del método Gamma del EC5 para cada capa

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

·a_i Distancias entre capas según el método Gamma del EC5

En este caso, se halla la inercia efectiva para la losa de CLT y se compara con la inercia bruta del mismo elemento. Se obtiene un factor de reducción que puede multiplicarse por el ancho de la losa para hallar un ancho efectivo con el que volver a calcular la inercia de la viga en T por capas y obtener así la inercia eficaz de la sección y el resto de parámetros con la que se realizan las comprobaciones de flecha y vibraciones.

A continuación se muestran los valores obtenidos por el método gamma para la losa de CLT:

Nº de capa		1	2	3
Coeficiente reductor de inercia	γ_i	0,97		0,97
Área corregida gamma	$\gamma \cdot A_i$	30.933		30.933
Distancia modificada del CDG de la sección de CLT a la de la fibra	a_i	40		40
Distancia CDG de capa a cara inferior de losa	0_i	100	60	20
Distancia CDG de capa a DDG de sección de losa	a_i	40	0	-40
Ei/Ec·Bi·di·0i de la losa		3.200.000	50.087	640.000
Área·distancia al cuadrado	$A_i \cdot a_i^2$	51.200.000	0	51.200.000

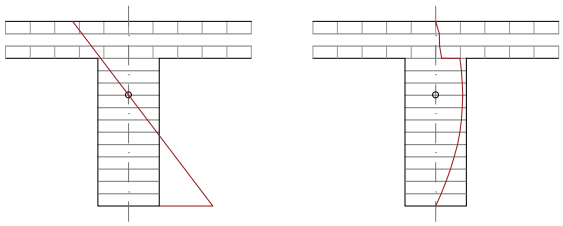
Longitud de referencia,lref	Biapoyada	9.000,00	mm
Altura de la losa de CLT	h	120,00	mm

Inercia efectiva (efecto del cortante de rodadura)	I_{ef}	107.519.109,53	mm^4
Posición del CDG de la sección de CLT (fibra inferior)	Z_u	60,00	mm
Inercia bruta de la sección	I_{br}	111.044.637,68	mm^4
Ancho eficaz de la losa de CLT	b_{ef}	774,60	mm

Con todo lo anterior se está en disposición de obtener los parámetros mecánicos de la sección:

Posición del CDG (respecto a fibra inferior)	Z_u	361	mm
Posición del CDG (respecto a fibra superior)	Z_0	239	mm
Área neta	$A_{0,net}$	160.835	mm^2
Momento de inercia neto	$I_{0,net}$	5.437.151.212	mm^4
Momento de inercia efectivo	I_{ef}	5.366.767.617	mm^4
Módulo resistente neto	$W_{0,net}$	15.064.104	mm^3
Canto total de la pieza	h	600	mm
Momento estático de sección a cortante de rodadura de capa transversal	$S_{RO,net}$	12.877.785	mm^3
Número de capa en la que se encuentra el CDG de la sección		6	
Momento estático de la sección a cortante en capa longitudinal	$S_{0,net}$	12.877.873	mm^3

La propia hoja se ha programado para dibujar el diagrama de tensiones sobre la sección:



Img. 13. Diagramas de tensiones normales y tangenciales para módulo de placa nervada

Comprobación a flexión

→Tensión de cálculo por momento, $\sigma_{m,d}$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{0,net}}$$

Donde:

· $M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo actuante

· $W_{0,net}$ Módulo resistente de la sección

→Capacidad resistente a momento, $f_{m,Rd}$

$$f_{m,Rd} = k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·k_{sys} factor de carga compartida según 2.2.1.2 del CTE DB SE-M

·$f_{m,k}$ tensión resistente característica del material a flexión

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,d}$	5,85	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,Rd}$	17,28	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	$I_{m,y}$	0,34	

Comprobación a cortante

→Tensión de cálculo por cortante $\tau_{V,Rd}$

$$\tau_{V,d} = \frac{V_{0,d} \cdot S_{0,R,net}}{I_{0,net} \cdot b}$$

Donde:

·V0,d Esfuerzo de cortante actuante

·S0,R,net Momento estático de la sección

·I0,net Momento de inercia de la sección

·b Ancho de la sección

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

*En la siguiente tabla se ha considerado el coeficiente reductor de resistencia a cortante K_{cr} que pretende considerar la pérdida de área a cortante por la aparición de fendas como se indica en el CTE. En teoría no sería estrictamente necesario ya que la madera contralaminada es un producto bidimensional de construcción entrecruzada y las fracturas posibles se consideran mediante los aprobados de producto de cada casa comercial.

Coeficiente por posibles fendas	K_{cr} cortante madera laminada encolada	0,67	
Ancho eficaz a cortante por fendas	b_{ef}	134	mm
Tensión tangencial actuante	$\tau_{v,d}$	0,69	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a cortante	$f_{v,Rd}$	2,52	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	I_v	0,27	

Comprobaciones en caso de incendio

Para las comprobaciones en caso de incendio se consideran las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso de incendio.

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

·Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

·Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

·No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

·El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

·β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

·t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando,d_{ef}

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

Donde:

·$d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

·k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

·d_0 = 7mm

Continuando con el ejemplo de forjado nervado analizado, se muestran a continuación los parámetros para dicho elemento. Se ha supuesto que no existen elementos de cobertura efectivos para proteger las secciones resistentes y que quedan expuestas 3 caras expuestas en los nervios y la cara inferior de la losa de CLT.

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,07	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,15	

Se ha seleccionado un tiempo de 90 minutos acorde a la necesidad de sectorización y de resistencia del forjado que se está estudiando (sobre salón de actos). Una vez hallada la profundidad efectiva de la carbonización, se resta al volumen resistente del elemento analizado en todas las caras que estén expuestas y se vuelven a hallar los parámetros mecánicos y resistentes de la sección reducida:

Módulo elástico en caso de incendio	$W_{y,fi}$	4.324.909	mm^3
Momento de inercia neto en caso de incendio	$I_{O,net,fi}$	1.632.181.864	mm^4
Momento estático de la sección por resistencia de cortante en caso incendio	$S_{O,net,fi}$	4.494.399	mm^3

Las cargas consideradas son las mismas que para la combinación persistente o transitoria. Las solicitaciones se hallan con las mismas fórmulas de momento y cortante utilizadas para las comprobaciones anteriores, únicamente varían los coeficientes de seguridad parciales y los de simultaneidad.

Acciones y solicitaciones	Intereje (m)	Luz (m)	M_{fi} (kN·m)	V_{fi} (kN)	γ_{fi}	Ψ_{fi}
Carga permanente			20,25	9,00	1,00	1,00
Zonas destinadas al público (Categoría C)			28,35	12,60	1,00	0,70
Altitudes ≤ 1000 m	0,80	9,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Viento			0,00	0,00	1,00	0,00
Total			48,60	21,60		

Además se considera que la resistencia de cálculo y los parámetros de cálculo de la rigidez son constantes durante el incendio, tomando como tales los valores característicos multiplicados por el factor $k_{fi.}$

→Capacidad resistente a momento, $f_{m,fi}$

$$f_{m,fi} = k_{sys} \cdot f_{m,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·k_{sys} factor de carga compartida según 2.2.1.2 del CTE DB SE-M

·$f_{m,k}$ tensión resistente característica del material a flexión

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,fi}$	5,85	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,fi}$	17,28	N/mm^2
Índice de aprovechamiento a flexión simple en caso de incendio	$I_{m,y,fi}$	0,34	

→Capacidad resistente a cortante en situación de incendio, $f_{V,fi}$

$$f_{V,fi} = f_{V,Rk} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Coeficiente por posibles fendas	K_{cr}	0,67	
Ancho eficaz a cortante por fendas	b_{ef}	134	mm
Tensión tangencial actuante	$\tau_{v,fi}$	0,69	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a cortante	$f_{v,fi}$	2,52	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	$I_{v,fi}$	0,27	

Comprobaciones de deformación

Se utilizan las mismas acciones que para las comprobaciones de estados límite últimos con las consideraciones expuestas en el apartado de combinaciones para los distintos requisitos de deformación establecidos por la normativa.

Se consideran los efectos de la flecha diferida para las cargas permanentes y la parte cuasipermanente de la carga de uso. En primer lugar se hallan las flechas instantáneas por separado para cada acción, combinándose de la siguiente manera:

→Flecha por integridad (combinación característica),W_{act}

Diferida de permanentes + instantánea y diferida de variables

$$W_{act} = W_g \cdot k_{def} + w_{q1} + \Psi_{2,1} \cdot W_{q1} \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{0,i} \cdot W_{qi} + \Psi_{0,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right)$$

→Flecha por comfort (combinación característica),W_{inst}

Instantánea de cargas variable

$$W_{inst} = W_{q1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot W_{q,i}$$

→Flecha por apariencia (combinación casi permanente),$W_{net,fin}$

Instantánea y diferida de todas las cargas

$$W_{net,fin} = W_g + W_g \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} + \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right) - W_c$$

Donde:

- W_g Flecha instantánea debida a cargas propias y permanentes
- W_{ql} Flecha instantánea debida a la variable principal
- W_{qi} Flecha instantánea debida a las variables secundarias concomitante
- W_c Contraflecha
- Ψ_0, Ψ_1 y Ψ_2 Coeficientes de simultáneidad
- k_{def} Coeficiente de fecha diferida para la madera

Para el cálculo de flechas instantáneas se ha considerado la formulación habitual de vigas biapoyadas. Sólo se considera de deformación de flexión, ya que la parte correspondiente al cortante ha sido considerada mediante el uso de un ancho efectivo hallado mediante el método gamma del EC5, tal y como se explicó al principio de este apartado.

→Flecha instantánea,W_{inst}

$$W_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Donde:

·q Carga lineal por metro de viga en valor de servicio

·l Longitud de la viga

·E Módulo elástico

·I_{ef} Inercia efectiva de la sección reducida tras aplicar el método Gamma

k_{def}	Madera laminada encolada	0,6	
Contraflecha (m)	-	0	mm
Flechas instantáneas			
Flecha instantánea permanente	w_g	2,77	mm
Flecha instantánea primera variable	w_{q1}	5,54	mm
Flecha por integridad de los elementos constructivos			
Flecha resultante		9,19	mm
Flecha admisible	L/500	18,00	mm
Índice de aprovechamiento		0,51	
Comfort de los usuarios			
Flecha resultante		5,54	mm
Flecha admisible	L/350	25,71	mm
Índice de aprovechamiento		0,22	
Apariencia de la obra			
Flecha resultante		9,74	mm
Flecha admisible	L/300	30,00	mm
Índice de aprovechamiento		0,32	mm

Comprobación de vibraciones

Para la verificación de la aptitud del elemento frente a vibraciones se requiere el cumplimiento de dos criterios: frecuencia y rigidez. En el caso de que el criterio de frecuencia no cumpliese pero siguiera siendo mayor a 4,5Hz se permite realizar una comprobación de aptitud alternativa considerando la aceleración respuesta del sistema a una excitación producida por una persona.

Para hallar la frecuencia natural propia del modo 1 se usa la fórmula simplificada para vigas biapoyadas con carga repartida.

→Frecuencia natural propia del modo 1, $f_{1,}$

$$f_1 = \frac{1}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}}$$

Donde:

·l Luz de la viga de un sólo vano

·m Masa sobre el elemento, considerada como distribuida uniformemente a lo largo del mismo

·E Módulo elástico del elemento

·I_0 Inercia de la sección en dirección de la fibra de las capas principales

Masa distribuida uniformemente en la sección	m	204	kg/m
Longitud de la viga	L	9,00	m
Módulo de inercia	I_0	0,0054	m^4
Módulo de deformación	E	11.500.000.000	N/m^2
Frecuencia natural del modo 1	f_1	10,74	Hz
Frecuencia límite	f_{grenz}	8,00	Hz

→Deformación por la aplicación de una carga de 1 kN en centro de vano, W_{stat}

$$W_{stat} = \frac{1\ kN \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Donde:

·l Luz de la viga de un sólo vano

·E Módulo elástico del elemento

·I_{ef} Inercia efectiva para cálculos de servicio (deformación por cortante)

Longitud	l	9,00	m
Módulo de deformación	E	11.500.000,00	kN/m^2
Inercia efectiva	I_{ef}	0,00537	m^4
Deformación de carga puntual de 1kN en centro de vano	W_{stat}	0,246	mm
Deformación límite para cumplir criterio de rigidez	W_{grenz}	0,25	mm

→Aceleración de respuesta a una persona caminando, a_{rms}

$$a_{rms} = \frac{0{,}4 \cdot a \cdot F_0}{M^* \cdot 2 \cdot D}$$

Donde:

·a Coeficiente para considerar la influencia de la frecuencia natural en la aceleración de la vibración, pudiendo estimarse simplificadamente como $a=e^{-0,47 \cdot f1}$

·F_0 Fuerza del peso de una persona caminando, se toma habitualmente 700N

·M^* Masa modal, puede estimarse como una fracción de la carga real, $M^*=k_{M^*} \cdot M$, pudiendo tomarse de manera simplificada k_{M^*} igual a 8/15 por vigas de un solo vano.

·D Grado de amortiguamiento modal. Puede tomarse igual al 3% para estructuras horizontales de vigas conectadas mecánicamente a tableros.

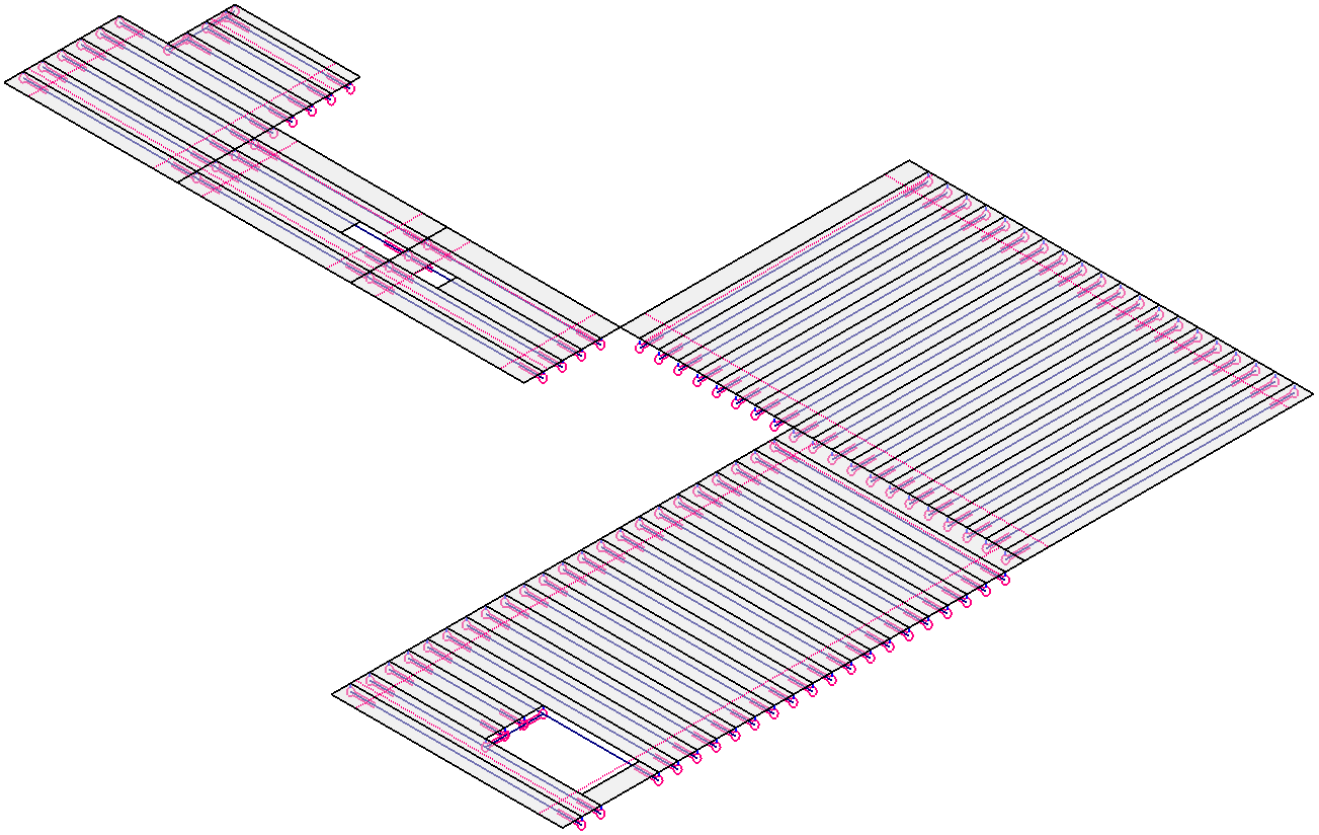
Fuerza del peso de una persona caminando	F_0	700	N
Factor para hallar masa modal (vigas de un solo vano)	k_{M^*}	0,533	
Masa modal	M*	979	kg
Amortiguamiento modal, D	D	0,030	%
Coeficiente de influencia de frecuencia natural en la aceleración	a	0,01	
Aceleración respuesta del suelo por persona caminando	a_{rms}	0,031	m/s^2
Aceleración límite	a_{grenz}	310,05	m/s^2

Al cumplirse la condición de frecuencia o aceleración y la de rigidez puede darse por válido el elemento.

Comentarios al modelo de cálculo

En el modelo de cálculo general la placa nervada se ha modelado mediante la introducción de una panel de elementos finitos con matriz rigidez modificada que permite considerar la ortotropía del CLT (ver apartado 6.2 Matriz de rigidez) y barras de GLH24. Para evitar sobreestimar la rigidez del conjunto, el canto de las barras no es el total, si no que se le resta el espesor de la losa de CLT y se añade un desfase respecto a la cara superior, de modo que el canto de la viga y el espesor de la losa

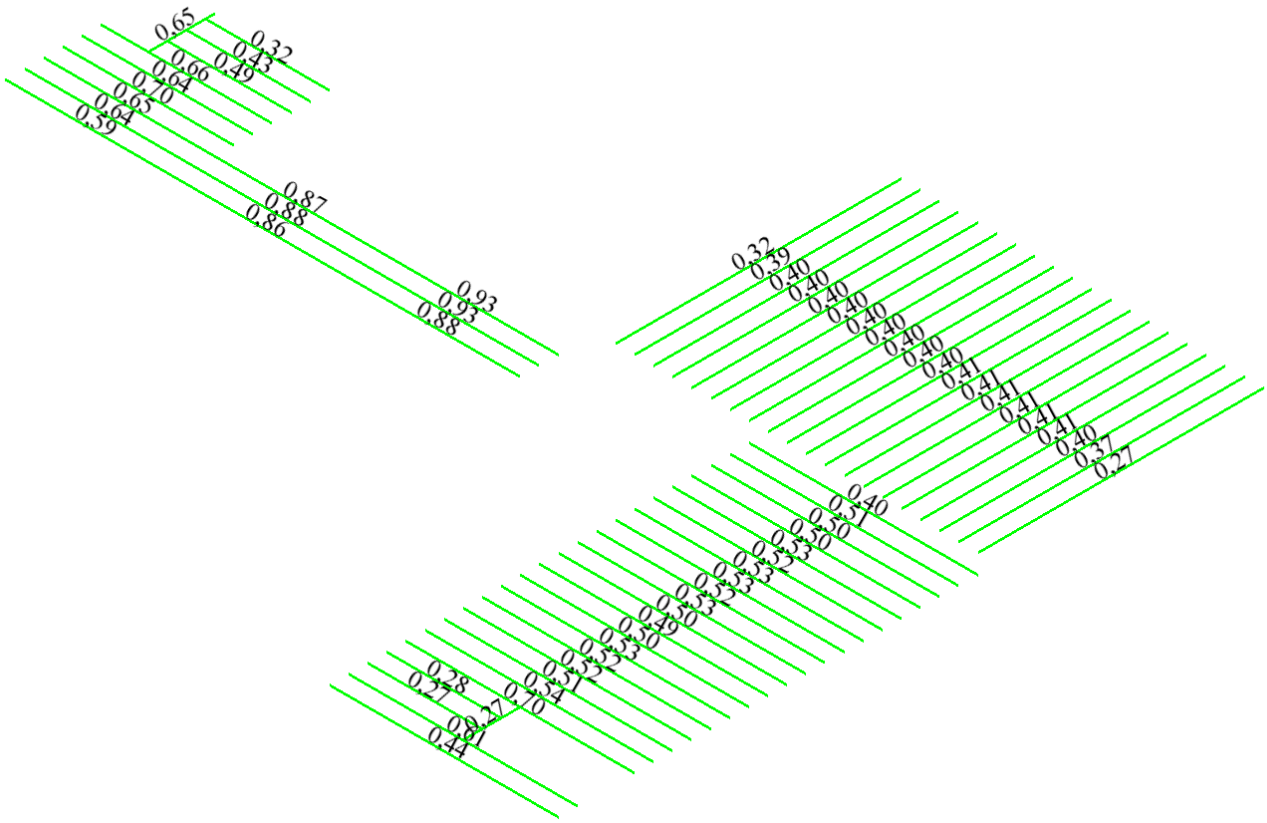
Debido a la dificultad de conseguir rigidez en los extremos, tanto placas como barras son articuladas en su conexión con muros o vigas pared.



Img. 14. Introducción de placas nervadas de CLT y GLH24, en planta 3ª. Vista de las condiciones de contorno y de las excentricidades.

El modelo se utiliza principalmente para conocer el comportamiento global del edificio, más que las solicitaciones de elementos particulares. Al haber sido modelado de manera independiente barras y paneles, para conocer las solicitaciones del conjunto es necesario consultar por separados los mapas de paneles y los diagramas de las barras y componer ambos efectos. El proceso resulta farragoso y el reparto de momento

que reciben paneles y barras según el modelo de cálculo complicado de contrastar. Es por eso que se prefiere evaluar las propiedades mecánicas de la sección manualmente y contrastarlo contra las solicitaciones halladas manualmente, proceso mucho más fiable al modelarse los elementos como articulados y ser isostáticos.



Img. 15. Índices de aprovechamiento de vigas de las placas nervadas, en la planta 3ª.

En la imagen anterior puede observarse que los índices de aprovechamiento de las vigas para la combinación pésima de dimensionado arroja valores holgados. El resultado no debe sorprender, al realizar el programa sólo comprobaciones de ELU y estar las barras dimensionadas para evitar que las vibraciones superen los límites admisibles al confort. De manera general el sobredimensionado por confort respecto al de resistencia se incrementa sensiblemente con la luz.

5.2. Vigas pared de madera contralaminada

El diseño de las vigas pared viene determinado por la posición y geometría establecida en el proyecto.

La altura de planta habitual es de unos 4 metros. En el caso de estancias a doble altura (bastante frecuentes en el proyecto) estas vigas llegan a los 8m.

Todas las vigas pared principales tienen uno de sus extremos en continuidad con el núcleo y el otro apoyado sobre un soporte de la fachada. Existen además otros muros en fachada en estancias superiores, pero que están apoyados a distancias muy cortas sobre soportes de fachada y se pueden considerar prácticamente como un apoyo continuo.

Además también por la concepción espacial se da la condición de que todas las vigas pared tienen proporciones tan poco esbeltas que no es posible asegurar que la ley de tensiones causada por la flexión sea plana y que se cumpla la hipótesis de Bernouilli. La EHE considera como vigas pared aquellos elementos biapoyados cuya esbeltez baja del 1:2 (lo cual se da en varios de los elementos estructurales principales del proyecto).

Por otra parte, no se ha conseguido localizar bibliografía especializada que aborde el cálculo detallado de paneles de CLT para estos casos. En el documento Cross-Laminated Timber Structrual Design publicado por pro:Holz (y que ha servido de referencia para elaborar este proyecto) sugiere que habría que considerar una curva de tensiones no lineal a partir de la proporción 1:4, lo que afecta prácticamente a la totalidad de las vigas principales del proyecto. Para una comprobación manual y una proporción aproximada de 1:2 sí que se especifica en el documento que tanto las tensiones derivadas de la flexión como las del cortante permanecen por debajo de 1,5 veces las tensiones que resultarían de realizar un cálculo lineal con la teoría de barras habitual.

De manera general, el comportamiento esperado es que la zona de tracciones baje y la de compresiones suba, incrementándose las tensiones sobre los bordes superior e inferior de los elementos. Por otra parte, las tensiones derivadas de la flexión en el borde traccionado no decrecen con la curva de momento, si no que mantienen su valor en una distancia mayor a lo largo de la luz.

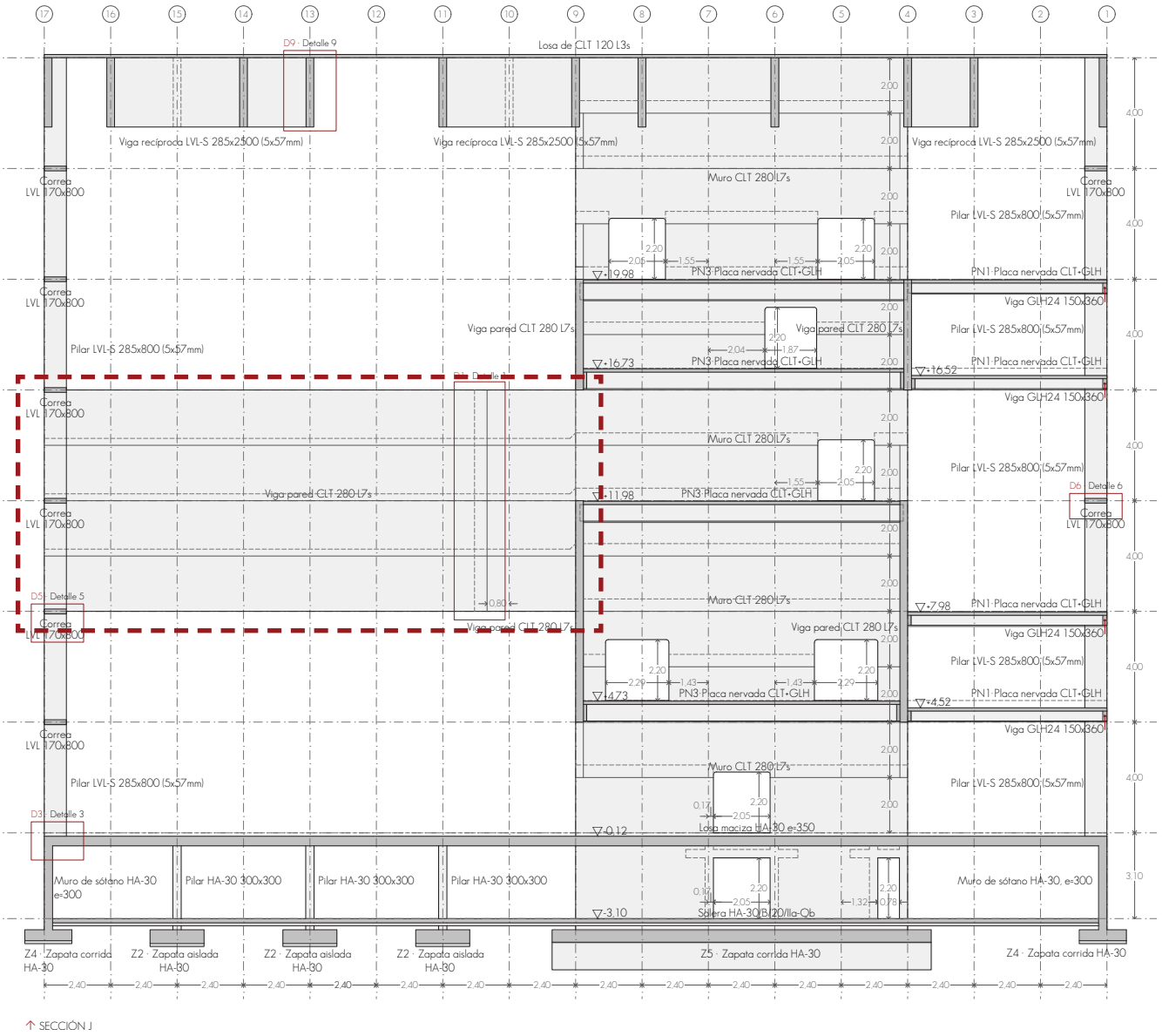
Para estos elementos se opta por utilizar también madera contralaminada frente a microlaminada. El motivo para escoger CLT frente a otro material que podría a priori aportar más capacidad resistente al tener todas las capas orientadas correctamente en la dirección principal del esfuerzo es que los espesores comerciales de la madera microlaminada alcanzan como máximo 75mm y con alturas libres de hasta 8m se obtendrían elementos demasiado esbeltos, susceptibles de tener problemas de abolladura, vuelco o de no alcanzar la resistencia necesaria en situación de incendio. Se ha descartado igualmente la posibilidad de unir por tabla varios tableros de madera microlaminada porque implicaría diseñar y construir fijaciones mecánicas en toda la superficie del elemento que asegurasen el comportamiento uniforme, complicando la ejecución de una parte de la estructura que de todas maneras va en cualquier caso holgada frente a deformación y resistencia.

Elemento escogido

A modo explicativo, se comprueba y detalla el cálculo de un elemento tipo viga-pared. Se ha escogido la viga pared que une la planta segunda con la cuarta y que compone el lateral del recinto "Sala danza 4" según los planos mostrados al inicio de esta memoria.

Se considera que es un elemento representativo del edificio y merecedor de comprobaciones adicionales por tener que salvar la mayor luz del proyecto. Además, al ser el lateral de un recinto no presenta huecos (puertas de paso entre salas, instalaciones, etc.) que puedan alterar la validez de lo analizado.

El elemento en cuestión tiene que salvar una luz de 19,2m con un canto de 8m, con lo que se obtiene una esbeltez de 2,4. Considerando lo expuesto en el apartado anterior se va a realizar un cálculo lineal y considerar de manera conservadora un incremento de 1,5 veces las tensiones solicitantes, de modo que se cubran los picos hacia los bordes derivados de la no linealidad de la ley de tensiones.



Img. 16. Localización de la viga pared escogida para calcular manualmente, en el eje J.

Acciones

A continuación se muestran las cargas consideradas en la comprobación del elemento. Como la viga pared recoge tanto la planta superior como la inferior y ambas tienen las mismas cargas, se ha duplicado el valor de las mismas.

Se recuerda que el objeto de esta memoria no es detallar todos los casos de carga, por eso únicamente se muestra el caso habitual de cargas permanentes + peso propio. Nuevamente tampoco puede establecerse que esta sea la combinación pésima debido a la pérdida de resistencia en función del tiempo que esté aplicada la carga (k_{mod}).

Acciones	G_k ó q_k (kN/m^2)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carga permanente	5	1,35	-	-	-
Zonas destinadas al público (C)	10	1,50	0,7	0,7	0,6
Altitudes ≤ 1000 m	0	1,50	0,5	0,2	0
Viento	0	1,50	0,6	0,5	0
Total	15				

Esfuerzos

Para la obtención de esfuerzos se ha considerado que la viga está empotrada en el extremo que conecta con el núcleo y apoyada sobre el soporte de fachada. La materialización de dichas uniones queda garantizada por la continuidad de la viga pared dentro del núcleo y por la diferencia de rigidez entre la viga pared y el soporte.

La carga se recibe a través de los forjados nervados transversales, conectados cada 0,8m, por lo que se considera como una carga uniformemente repartida.

Los esfuerzos se hallan mediante las expresiones comunes:

→Momentos y cortantes máximos para viga apoyada-empotrada

$$M_{y,d}^{+} = \frac{9 \cdot q \cdot L^2}{128} \qquad M_{y,d}^{-} = -\frac{q \cdot L^2}{8} \qquad V_{z,d}^{rot} = \frac{3 \cdot q \cdot L}{8} \qquad V_{z,d}^{emp} = -\frac{5 \cdot q \cdot L}{8}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo, siendo+ para el positivo y - para el negativo

·$V_{z,d}$ Cortante en valor de cálculo, siendo rot el apoyo simple y emp el empotramiento en muro

·q Carga repartida sobre la viga, mayorada o en servicio según el caso

·L luz de cálculo

Obteniéndose los siguientes valores para el caso de estudio:

Solicitación	Articulado-Empotrado	Característico, k	Valor de cálculo, d
Momento positivo (kN·m)	M^+	1400	2030
Momento negativo (kN·m)	M^-	2488	3608
Cortante izquierda (kN)	V_{izq}	389	564
Cortante derecha (kN)	V_{der}	648	940

Propiedades del material

Las propiedades del material son las mismas que las descritas en el apartado correspondiente de forjados.

Madera empleada	CLT 24		
Tipo de madera	Laminada encolada homogénea		
Flexión	$f_{m,g,k}$	24	N/mm²
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	19	N/mm²
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	1	N/mm²
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	24	N/mm²
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	3	N/mm²
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4	N/mm²
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	1	N/mm²
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	11.500	N/mm²

Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	9.600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	300	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	250	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	650	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	540	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	65	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	54	N/mm^2
Densidad característica (5% percentil)	ρ_k	385	kg/m^3
Densidad media	ρ_{mean}	420	kg/m^3

Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,25	
Factor modificador	k_{mod}	0,9	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3
Factor de tamaño	k_h	1,00	

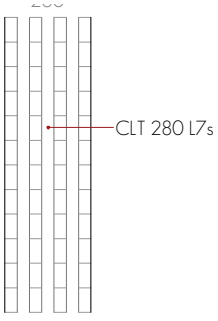
Propiedades de la sección

Debido a que la viga pared cuenta con un canto de 8m, será necesario empalmar varios paneles de CLT por canto de tal manera que pueda aseverarse que existe una transmisión de esfuerzos eficaz y las comprobaciones aquí descritas se ajustan a la realidad. Para más detalles consultar el apartado de uniones.

Por otra parte y de manera conservadora, sólo se van a considerar en las comprobaciones las capas que tienen las fibras orientadas en horizontal, introduciendo un espesor correspondiente al que suman dichas capas.

Se escoge una sección de CLT con suficiente espesor para evitar que aparezcan fenómenos de abolladura en el alma. Al estar cogida la viga en la cara superior y en la inferior en toda la longitud, se descarta igualmente que pueda aparecer inestabilidad por vuelco lateral.

Designación del material: CLT 280 L7s



Img. 17. Sección de viga pared de CLT

Ancho piezas longitudinales	b_0	0,16	m
Ancho de piezas transversales	b_{90}	0,12	m
Altura de la pieza	h	8	m
Módulo resistente elástico en y	W_y	1,70	m^3
Módulo resistente elástico en z	W_z	0,034	m^3

Comprobación a flexión

→Tensión de cálculo por momento, $\sigma_{m,d}$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{0,net}}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo actuante

·$W_{0,net}$ Módulo resistente de la sección

→Capacidad resistente a momento, $f_{m,Rd}$

$$f_{m,Rd} = k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·k_{sys} factor de carga compartida según 2.2.1.2 del CTE DB SE-M

·$f_{m,k}$ tensión resistente característica del material a flexión

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Tensión de flexión actuante considerando ley plana de tensiones	σ_m	2114	kN/m^2
Incremento esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,5	
Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,d}$	3171	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,d}$	17280	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a flexión sin considerar vuelco lateral	$I_{m,y}$	0,18	

Comprobación a cortante

Las comprobaciones a cortante en el mismo plano del CLT obliga a realizar 3 comprobaciones para asegurar la integridad de los elementos por separado y como conjunto.

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 1: rotura de los tablones a lo largo de una junta transversal, $\tau_{V,S,d}$

$$\tau_{V,S,d} = \frac{V_d}{A_{s,net}}$$

Donde:

·V_d Cortante mayorado de cálculo, considerando una ley no lineal en vigas-pared

·$A_{s,net}$ mínimo de la suma de las áreas de las capas transversales o de las longitudinales en la sección. Mín[$A_{0,net}$, $A_{90,net}$]

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	940	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Área a cortante crítica	$A_{s,net}$	1,28	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,S,d}$	1101	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,1}$	0,44	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 2: rotura completa de la placa, $\tau_{V,d}$

$$\tau_{V,d} = \frac{V_d}{A_{gross}}$$

Donde:

·V_d Cortante mayorado de cálculo, considerando una ley no lineal en vigas-pared

·A_{gross} Área bruta de la sección transversal, considerando capas en ambos sentidos

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	940	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Área bruta	A_{gross}	2,24	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	τ_{Vd}	629	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,2}$	0,25	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 3: fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección, $\tau_{T,d}$

$$\tau_{Td} = \frac{M_T}{\sum I_P} \cdot \frac{a}{2} = \frac{M_T}{n_k \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3 \cdot M_T}{n_k \cdot a^3}$$

Donde:

·M_T Momento torsor de las áreas comprendidas entre intersección de juntas. $M_T = V_d \cdot h$

· V_d Cortante actuante de cálculo considerando ley no plana de tensiones

· h Distancia desde el punto de aplicación del cortante a la junta considerada.

· I_p Momento polar de inercia para un área cuadrada entre intersección de juntas

· a Ancho de los tablones que componen las capas de CLT. Normalmente 8cm

· n_k Número de áreas encoladas comprendidas entre intersecciones de juntas. $n_k=n_s \cdot n_f$

· n_s Número de juntas entre capas con dirección de fibra contrapeada.

· n_f Número de áreas de intersección en la superficie (se toma 1m de ancho para el cálculo).

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	940	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Distancia a la junta considerada	h	1	m
Momento torsor en superfie encerrada por intersecciones	M_T	1409	kN·m
Ancho de los tableros que componen las capas de CLT	a	0,08	m
Momento polar de inercia para el área encerrada por las intersecciones	I_p	0,0000068	m^4
Número de juntas de encolado entre capas contrapeadas	n_s	6	
Número de áreas encerradas por intersección de juntas contrapeadas	n_f	1300	
Número de superficies encoladas	n_k	7800	
Tensión tangencial	$T_{t,d}$	1058	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	$I_{v,3}$	0,42	

No es necesario considerar coeficiente de fendas en el cortante ya que el CLT asegura la integridad de los elementos al disponer fibras en al dirección transversal. Por otra parte, las mermas de resistencia que este efecto pudiera ocasionar son recogidos en los valores del material de los fabricantes.

Hay que señalar también que este cálculo es muy conservador al comprobar con todo el cortante las capas transversales, despreciando las capas longitudinales.

Comprobaciones en caso de incendio

Para las comprobaciones en caso de incendio se consideran las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso de incendio.

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

· Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

· Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

· No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

· El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

· β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

· t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando, d_{ef}

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

Donde:

· $d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

· k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

· d_0 = 7mm

Continuando con el ejemplo de la viga pared, se muestran a continuación los parámetros para dicho elemento. Como se explica en el apartado materiales de bases de cálculo, el barniz intumescente resistiría las inclemencias del incendio los 30 primeros minutos, de ahí que se calcule con 90min como si las superficies no estuvieran protegidas.3

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,07	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,15	

Se ha seleccionado un tiempo de 90 minutos acorde a la necesidad de sectorización y de resistencia de la viga pared que se está estudiando. Una vez hallada la profundidad efectiva de la carbonización, se resta al volumen resistente del elemento analizado en todas las caras que estén expuestas y se vuelven a hallar los parámetros mecánicos y resistentes de la sección reducida.

Ya que el elemento escogido supone un paramento sectorizador, se entiende que sólo puede quedar carbonizada una de las dos caras.

Ancho efectivo en caso de incendio	b_{ef}	0,09	m
Canto efectivo en caso de incendio	h_{ef}	7,93	m
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{y,fi}$	0,94	m^3
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{z,fi}$	0,01	m^3

Las cargas consideradas son las mismas que para la combinación persistente o transitoria. Las solicitaciones se hallan con las mismas fórmulas de momento y cortante utilizadas para las comprobaciones anteriores, únicamente varían los coeficientes de seguridad parciales y los de simultaneidad.

Condiciones de contorno	Articulado-Empotrado	Valor accidental, fi
Momento positivo (kN·m)	M^+	933
Momento negativo (kN·m)	M^-	1659
Cortante izquierda (kN)	V_{izq}	259
Cortante derecha (kN)	V_{der}	432

Además se considera que la resistencia de cálculo y los parámetros de cálculo de la rigidez son constantes durante el incendio, tomando como tales los valores característicos multiplicados por el factor $k_{fi.}$

→Capacidad resistente a momento, $f_{m,fi}$

$$f_{m,fi} = k_{sys} \cdot f_{m,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·k_{sys} factor de carga compartida según 2.2.1.2 del CTE DB SE-M

·$f_{m,k}$ tensión resistente característica del material a flexión

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Tensión de flexión actuante	σ_m	1758,64	kN/m²
Incremento esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,5	
Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,fi}$	2638	kN/m²
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,d}$	27600	kN/m²
Índice de aprovechamiento a flexión simple en caso de incendio	$I_{m,y,fi}$	0,10	

→Capacidad resistente a cortante en situación de incendio, $f_{V,fi}$

$$f_{V,fi} = f_{V,Rk} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Las comprobaciones de cortante utilizan la misma formulación que en la combinación persistente. Únicamente cambian las cargas, la geometría resistente tras carbonizarse el exterior del elemento y las propiedades de rigidez que están multiplicadas por $k_{fi.}$

En el primer modo de fallo se calculan las capas según su orientación por separado. Aunque se consuma la capa longitudinal exterior por completo, sigue siendo más penalizante hacer la comprobación con las capas transversales, ya que pierden 3cm y ya tenían menos ancho de por sí.

En el segundo modo de fallo se comprueba la integridad de la pieza completa y la comprobación se realiza restando la profundidad carbonizda total.

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 1: rotura de los tablones a lo largo de una junta transversal, $\tau_{V,S,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	432	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Área a cortante crítica	$A_{s,net}$	0,72	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,S,d}$	900	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,1}$	0,22	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 2: rotura completa de la placa, $\tau_{V,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	432	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Área a cortante crítica	A_{gross}	1,68	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,d}$	386	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,2}$	0,10	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 3: fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección, $\tau_{T,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	432	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,50	
Distancia a la junta considerada	h	1,00	m
Momento torsor en superfie encerrada por intersecciones	M_t	648	kN·m
Ancho de los tableros que componen las capas de CLT	a	0,08	m
Momento polar de inercia para el área encerrada por las intersecciones	I_p	0,0000068	m4
Número de juntas de encolado entre capas contrapeadas	n_s	6	
Número de áreas encerradas por intersección de juntas contrapeadas	n_f	1300	
Número de superficies encoladas	n_k	7800	
Tensión tangencial	$T_{t,d}$	486,78	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	$I_{v,3}$	0,12	

Deformaciones

Se utilizan las mismas acciones que para las comprobaciones de estados límite últimos con las consideraciones expuestas en el apartado de combinaciones para los distintos requisitos de deformación establecidos por la normativa.

Se consideran los efectos de la flecha diferida para las cargas permanentes y la parte cuasipermanente de la carga de uso. En primer lugar se hallan las flechas instantáneas por separado para cada acción, combinándose

de la siguiente manera:

→Flecha por integridad (combinación característica),W_{act}

Diferida de permanentes + instantánea y diferida de variables

$$W_{act} = W_g \cdot k_{def} + w_{q1} + \Psi_{2,1} \cdot W_{q1} \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{0,i} \cdot W_{qi} + \Psi_{0,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right)$$

→Flecha por comfort (combinación característica),W_{inst}

Instantánea de cargas variable

$$W_{inst} = W_{q1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot W_{q,i}$$

→Flecha por apariencia (combinación casi permanente),$W_{net,fin}$

Instantánea y diferida de todas las cargas

$$W_{net,fin} = W_g + W_g \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} + \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right) - W_c$$

Donde:

·W_g Flecha instantánea debida a cargas propias y permanentes

·W_{q1} Flecha instantánea debida a la variable principal

·W_{qi} Flecha instantánea debida a las variables secundarias concomitante

·W_c Contraflecha

·Ψ_0, Ψ_1 y Ψ_2 Coeficientes de simultáneidad

·k_{def} Coeficiente de fecha diferida para la madera

Para el cálculo de flechas instantáneas se ha considerado la formulación habitual para viga apoyada-empotada. Por otra parte, y como los elementos van holgados se han considerado únicamente las capas longitudinales.

→Flecha instantánea, W_{inst}

$$W_{inst} = \frac{q \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

·q Carga lineal por metro de viga en valor de servicio

·l Longitud de la viga

·E Módulo elástico

·I Inercia de la sección

k_{def}	Madera microlaminada	0,6	
Contraflecha (m)	-	0	mm
Flechas instantáneas			
Flecha instantánea permanente	w_g	0,2	mm

Flecha instantánea primera variable	w_{ql}	0,3	mm
Flecha por integridad de los elementos constructivos			
Flecha resultante		0,6	mm
Flecha admisible	L/500	96	mm
Índice de aprovechamiento		0,01	
Comfort de los usuarios			
Flecha resultante		0,3	mm
Flecha admisible	L/350	55	mm
Índice de aprovechamiento		0,01	
Apariencia de la obra			
Flecha resultante		0,6	mm
Flecha admisible	L/300	64,00	mm
Índice de aprovechamiento		0,01	mm

Puede apreciarse que son elementos de inercia desproporcionada y que la deformación apenas es significativa.

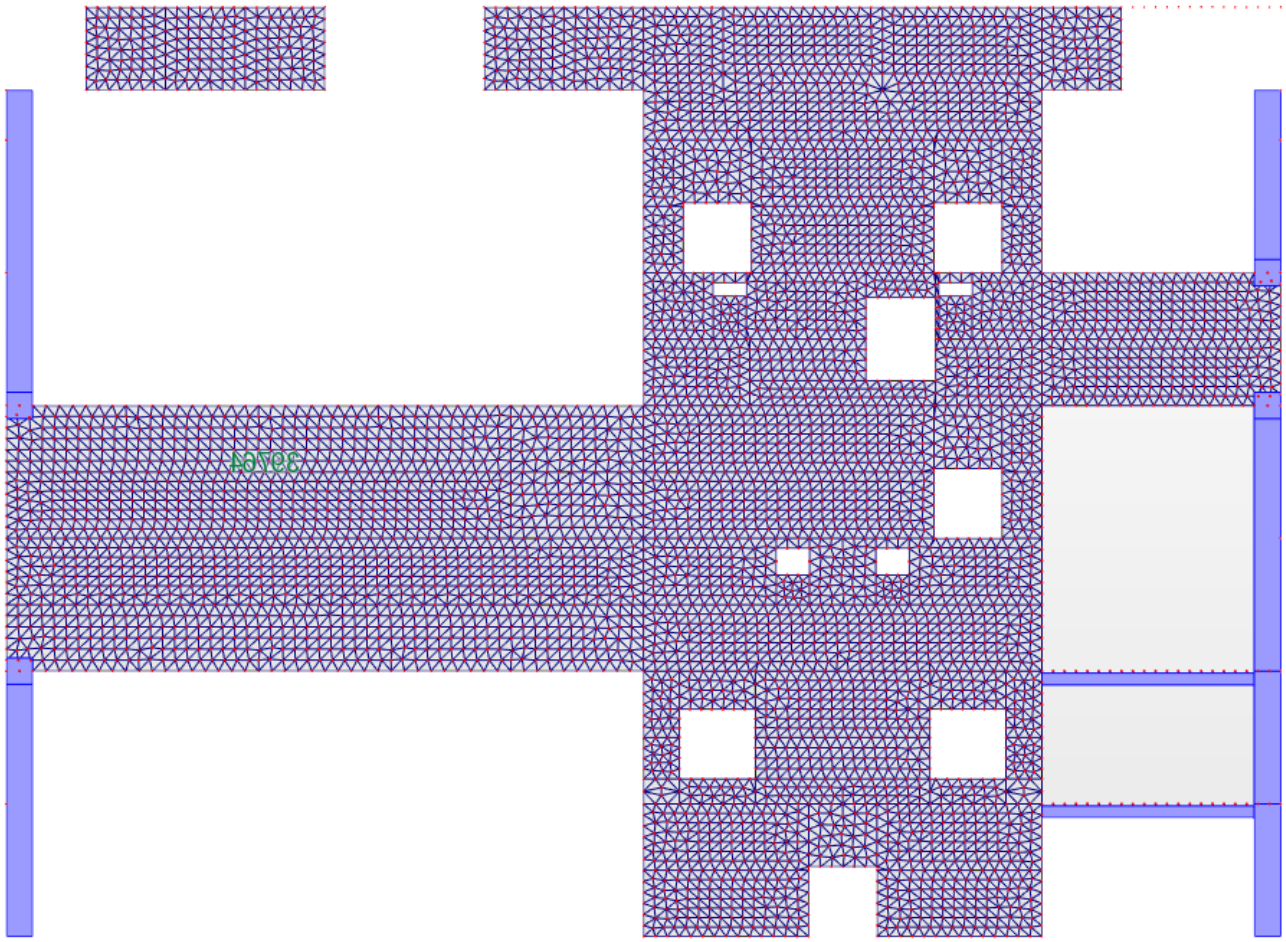
Comentarios al modelo de cálculo

Al tratarse de elementos esencialmente superficiales, las vigas pared se introducen como paneles de elementos finitos. La ortotropía del material se modela asignando una matriz de rigidez modificada al elemento y seleccionando de manera rigurosa la orientación de los ejes locales del elemento, para conseguir que la rigidez se disponga según la orientación de fibras principal proyectada (ver apartado 6.2. Matriz de rigidez)

Hay que señalar respecto a estos elementos, que al modelar los soportes como una barra y los paneles como panel de elementos finitos, toda la carga de la viga pared se transmite a través de un único nudo al soporte, lo que incrementa dramáticamente las solicitaciones en los elementos concurrentes al nodo de la esquina, al concentrarse todas las tensiones del panel en un punto. Este incremento tensional ficticio derivado de la reducción de la realidad a elementos lineales y planos generaba un exceso de deformación en las vigas pared en las zonas adyacentes a los soportes que en último término, acababa por afectar al comportamiento global y a las deformaciones del edificio en su conjunto.

Para mitigar este indeseado efecto se optó por introducir una barra corta perpendicular al la del soporte, con una longitud igual a la profundidad del soporte y un ancho igual al de la viga pared. El material utilizado para estas barras auxiliares es igualmente GLH24.

El resultado obtenido es que las tensiones se transmiten a través de 3 o 4 nudos en una longitud correspondiente a la disponible según las dimensiones del soporte y las deformaciones se reducen en consonancia a lo esperable. En la siguiente imagen se muestra el mallado de elementos finitos y la disposición de las barras auxiliares.

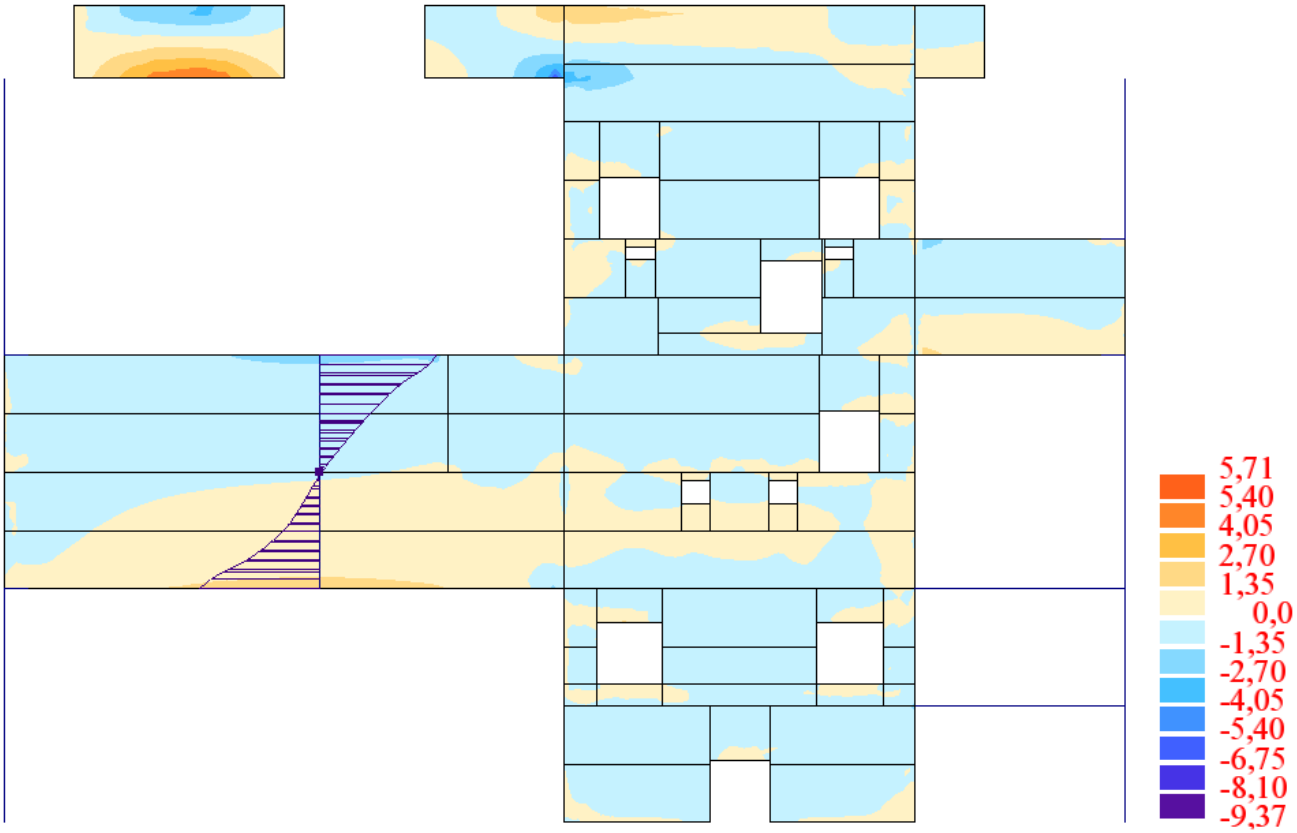


Img. 18. Modelo de elementos finitos para la viga pared y barras auxiliares de transición entre soportes y panel de viga pared, en el eje J.

Se propone modelar estas vigas como empotradas en su conexión a los muros del núcleo y como simplemente apoyadas en su encuentro con los soportes de fachada, ya que de todas maneras, estos elementos no tienen rigidez suficiente como devolver el momento que la viga pared pueda transmitir.

De las salidas del programa pueden obtenerse mapas de tensiones que contrastados contra las capacidades a flexión del material permiten verificar que las solicitaciones son admisibles:

Por otra parte, realizando una sección por la viga pared y mostrando las tensiones normales correspondientes al eje horizontal puede observarse que la ley de tensiones generadas por el momento no es lineal, acentuándose las misma rápidamente al aproximarse a las fibras extremas. Queda por tanto justificado el incremento de tensiones en el cálculo manual por no cumplirse la hipótesis de ley de tensiones plana.



Img. 19. Mapa de tensiones en MPa en dirección horizontal y corte por viga pared, en el eje J para la combinación 201 (1,35PP+1,-35CP+1,5SUa+1,5SUc+0,75N).

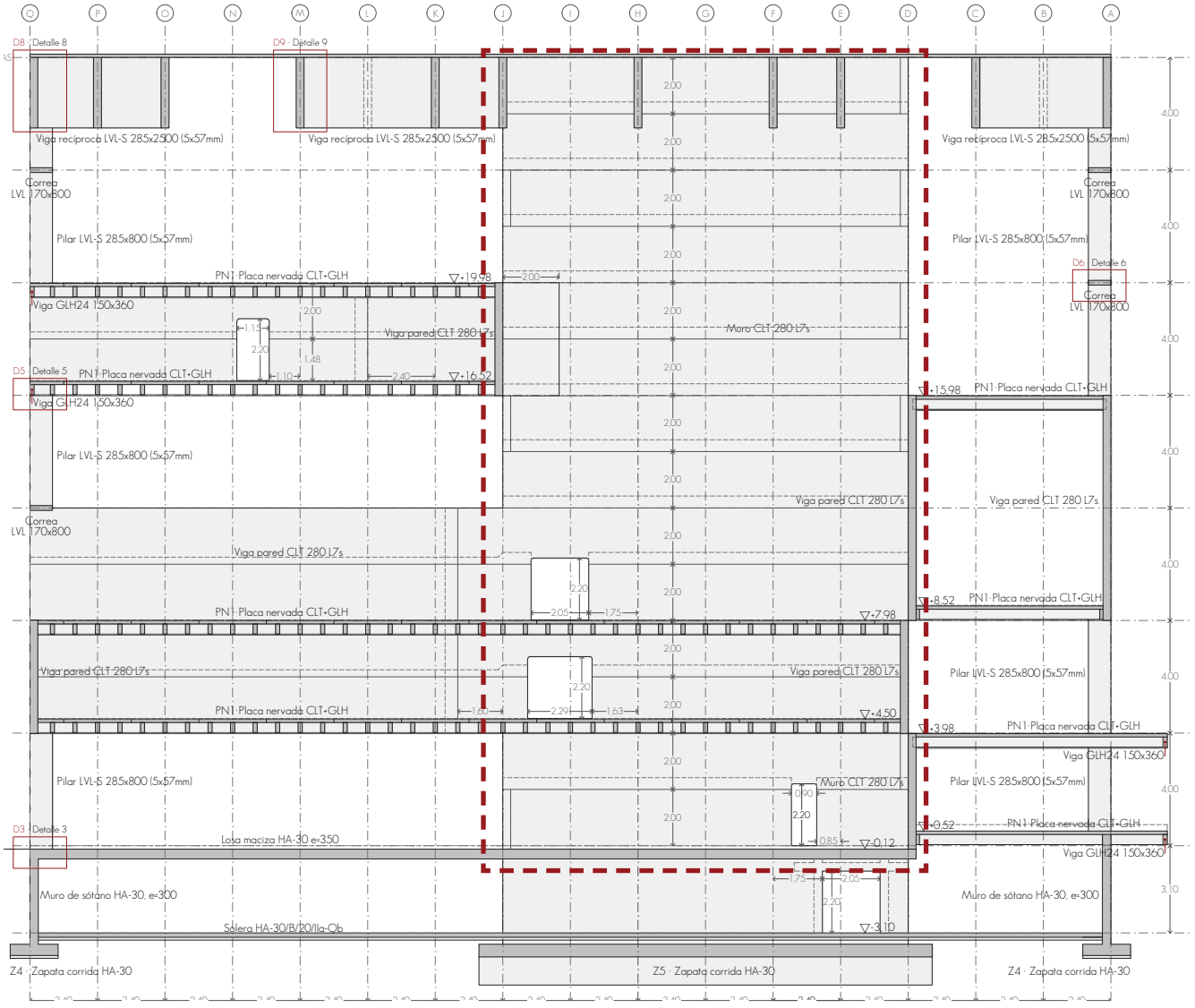
Las tensiones en las fibras extremas de la viga pared alcanzan los 2,70MPa, por lo que el incremento de las tensiones de 2,1MPa obtenidos con la ley plana a los 3,1MPa finales cubre el efecto, aunque por otra parte, la capacidad en flexión del material supera holgadamente el requerimiento.

5.3. Muros de carga de madera contralaminada

Como en el caso de las vigas pared, existen en el núcleo del muro tramos de bastante altura libre y se opta por utlizar paneles de CLT en vez de Kerto, ya que por una parte presentan más estabilidad dimensional gracias a las capas contrapeadas y por otro, ofrecen un espesor suficiente como para evitar fenómenos de inestabilidad local en las piezas.

Elemento escogido

Se escoge el muro del núcleo del eje 4, que transcurre desde el eje D hasta el eje J. Se considera probable que este sea el muro en el que aparezcan mayores compresiones debido a que tiene unas áreas tributarias muy importantes y está cargado en todas las plantas, a diferencia de los otros 3 lados, que en general, reciben muchas menos vigas pared.



Img. 20. Localización del muro de nucleo de CLT escogido para calcular manualmente, en el eje 4.

Acciones

Para la estimación de cargas a las que el muro está sometido se va a utilizar un reparto por área tributaria normal en el caso de forjados que le acometen directamente (ya que están todos biarticulados) y ha considerar la carga que reciben de las vigas pared como 5/8 partes de las que éstas reciben, por estar empotradas en el muro y articuladas en el otro extremo. Todas las vigas pared que llegan a este muro tienen una luz de 16m.

Además de las cargas de fuera del núcleo se consideran también las cargas de la escalera y de los rellanos

De esta manera las cargas recibidas son las siguientes:

Plantas	Área directa (m^2)	Área escalera (m^2)	Área tributaria vigas pared (m^2)	Categoría	Carga q_k (kN/m^2)
Planta 1ª	51,84	19,38	96	PP	1,00
				CP	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00
Planta 2ª	51,84	9,69	36	PP	1,00
				CP	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00
Planta 3ª		19,38	60	PP	1,00
				CP	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00
Planta 4ª		9,69	96	PP	1,00
				CP	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00
Planta 5ª		9,69	96	PP	1,00
				CP	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00
Planta 6ª		19,38		PP	1,00
				CP	2,50
				Instalaciones	10,00
Planta cub.	190			PP	0,93
				CP	2,50
				Mmantenimiento (G)	1,00
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30

Además de las acciones gravitatorias anteriores hay que considerar el peso propio de las vigas pared y del propio muro del núcleo.

El peso por metro lineal de las vigas pared, considerando una densidad de 4,2 kN/m^3 sería el siguiente:

	G_k (kN/m)	G_d (kN/m)
Viga de planta 1 a 3	4,7	6,34
Viga de planta 4 a 5	9,4	12,7

En los muros del núcleo es especialmente relevante considerar las acciones de viento, ya que es el principal elemento capaz de resistir esfuerzos horizontales, junto con los muros de salón de actos.

De manera general se considera que los primeros elementos estructurales que reciben al carga de viento son los soportes, estos se los transmiten al núcleo a través de las vigas pared con las que comparten forjados; a los muros del salón de actos; o a la losa de la planta baja. Para esta comprobación manual se van a estimar los soportes que trasladan carga al núcleo a través de las vigas pared a él conectadas. Por otra parte, sólo se van a considerar las acciones de viento que actúen paralelas al plano del muro, ya que se supone que las perpendiculares al mismo pueden ser trasladadas a los otros dos muros transversales que componen el núcleo

gracias a los rellanos y escaleras.

Se va a introducir simultáneamente el viento de presión en una cara y el de succión en la opuesta. Debido a que por la configuración de las salas y las vigas pared, estas dos fachadas no tienen áreas tributarias iguales, se va a tomar el valor que mayor carga arroje de los dos en cada planta. Además, y debido a la existencia de espacios con varias alturas, es posible que un forjado recoja cargas de varias plantas, de mayor o menor presión de viento respecto a la acción a la altura del forjado analizado.

Se considera que la carga entra en la altura de los forjados para realizar una comprobación simplificada manual, aunque en realidad la mayoría de los suelos están forjados hacia las vigas pared y las fuerzas horizontales entrarían a los muros a través de estos elementos.

Forjados por los que entra carga al núcleo	Planta en la que se recibe el viento	Área fachada 1 (m^2)	Área fachada 2 (m^2)	Presión (kN/m^2)	Succión (kN/m^2)	Máximo por planta (kN)
Forjado planta primera	Planta primera	26,4	26,4	0,93	0,58	99
	Planta segunda	38,4	26,4	1,07	0,67	
Forjado planta segunda	Planta primera			0,93	0,58	115
	Planta segunda	14,4	26,4	1,07	0,67	
	Planta tercera	21,6	52,8	1,16	0,72	
Forjado planta tercera	Planta segunda			1,07	0,67	42
	Planta tercera	24		1,16	0,72	
	Planta cuarta	12		1,22	0,76	
Forjado planta cuarta	Planta tercera	7,2		1,16	0,72	92
	Planta cuarta	40,8		1,22	0,76	
	Planta quinta	26,4		1,27	0,79	
Forjado planta quinta	Planta cuarta		52,8	1,22	0,76	230
	Planta quinta	26,4	52,8	1,27	0,79	
	Planta sexta	52,8	26,4	1,31	0,82	
Forjado planta sexta	Planta quinta			1,27	0,79	0
	Planta sexta			1,31	0,82	
	Planta cubierta			1,34	0,84	
Forjado planta cubierta	Planta sexta		26,4	1,31	0,82	150
	Planta cubierta	52,8	52,8	1,34	0,84	
Total presión en dirección considerada						727

Como consecuencia de la colocación excéntrica en planta de los elementos resistentes frente a acciones horizontales (especialmente a partir de la planta tercera en la que terminan los muros del salón de actos) existe la posibilidad de que aparezcan torsiones en planta. Ya que todos los soportes se han comprobado como articulados en cabeza y base, se consideran a efectos de cálculo como inválidos para resistir los momentos inducidos por el viento, a pesar de que, por su disposición perimetral, tienen la mejor ubicación para resistir estos esfuerzos de torsión.

Él área de fachada que queda excéntrico en cada caso respecto del núcleo y por tanto la carga susceptible de generar torsiones es la siguiente:

Forjados por los que entra carga al núcleo	Planta en la que se recibe el viento	Área fachada 1 (m^2)	Área fachada 2 (m^2)	Presión (kN/m^2)	Succión (kN/m^2)	Máximo por planta (kN)
Forjado planta quinta	Planta cuarta		48	1,22	0,76	152
	Planta quinta		24	1,27	0,79	
	Planta sexta		48	1,31	0,82	
Forjado planta sexta	Planta quinta			1,27	0,79	0
	Planta sexta			1,31	0,82	
	Planta cubierta			1,34	0,84	
Forjado planta cubierta	Planta sexta	48	24	1,31	0,82	187
	Planta cubierta	48	48	1,34	0,84	

Esfuerzos

Tomando las cargas por planta y las áreas especificadas anteriormente se obtienen los siguientes axiles:

Plantas	Categoría	Axil, N_d (kN)
Planta primera	PP	226
	CP	339
	Zonas destinadas al público (C)	1254
Planta segunda	PP	132
	CP	197
	Zonas destinadas al público (C)	731
Planta tercera	PP	107
	CP	161
	Zonas destinadas al público (C)	595
Planta cuarta	PP	143
	CP	214
	Zonas destinadas al público (C)	793
Planta quinta	PP	143
	CP	214
	Zonas destinadas al público (C)	793
Planta sexta	PP	26
	CP	73
	Cubiertas transitables (F)	291
Planta séptima	PP	240
	CP	641
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	285
	Altitudes ≤ 1000 m	43
Total axil en base (carga puntual)		7640

A los axiles anteriores habría de añadir el peso de las vigas pared, obtenido como el cortante de las mismas en el extremo empotrado. El cortante equivale a 5/8 de la carga total, para vigas de 16m se obtiene:

	N_k (kN)	N_d (kN)
Viga de planta 1 a 3	94	127,0
Viga de planta 4 a 5	47	63,0

También hay que considerar el peso propio del propio muro:

	N_k (kN)	N_d (kN)
Peso propio del muro	474	640,0

En total se obtiene un axil de 8470 kN, que divididos entre la longitud del muro de 14,4 muros suponen unos 588,2 kN/m.

Multiplicando las áreas tributarias por la presión del viento correspondiente en cada planta y seleccionando de entre un sentido de aplicación del viento y el contrario los valores mayores planta a planta se obtienen los valores de cortante y momento totales para un muro del núcleo.

De nuevo se recuerda que los valores de cortante y momento se producen en el mismo plano del muro, y que los de la dirección perpendicular deberán ser asumidos por los muros dispuestos en dicha dirección. Interesan especialmente los valores en la base, ya que serán los máximos de axil, momento y cortante. A continuación se muestran las solicitaciones obtenidas introduciendo el viento como segunda variable (ya que se ha considerado como caso principal el uso).

Planta	Cota (m)	Cortante (kN)	Momento (kN·m)
Forjado planta primera	4	727	395
Forjado planta segunda	8	628	916
Forjado planta tercera	12	514	508
Forjado planta cuarta	16	471	1464
Forjado planta quinta	20	380	4599
Forjado planta sexta	24	150	0
Forjado planta cubierta	28	150	4198
		727	12080

A estos momentos habría que sumarle los momentos transmitidos por la viga pared. Aunque estos momentos son transmitidos en uno de los bordes del muro, igualmente son resistidos mediante un par de fuerzas opuesto entre ambos lados del muro, por lo que se suman directamente a los momentos que genera el viento.

A continuación se exponen los momentos que los forjados y sobrecargas generan en las dos vigas pared que acometen al muro de análisis que está siendo estudiado:

	M_k (kN·m)	M_d (kN·m)
Planta 5	2304	3341
Planta 4	2304	3341
Planta 3	1440	2088
Planta 2	864	1253
Planta 1	2304	3341

Además del momento que produce el peso propio de la viga:

	M_k (kN·m)	M_d (kN·m)
Viga de planta 1 a 3	301	406
Viga de planta 4 a 5	150	203

En total, se obtendrían para una combinación que tiene el uso como variable principal unos 8470 kN de axil concomitantes con 26.053 kN·m de momento.

La acción de la torsión se va a considerar sólo a partir de la planta tercera. Para estimar el efecto, se va a considerar únicamente el área de fachada (tanto a presión como a succión) que quedaría por equilibrar respecto a la posición descentrada del núcleo. Con esta fracción de carga, se va estimar el momento torsor en planta, multiplicando dicha carga por la distancia al centro de rigidez del núcleo de comunicaciones. A pesar de que tanto los muros paralelos a la acción del viento como los perpendiculares colaboran en la resistencia a torsión, se va a considerar de manera conservadora que el torsor generado por cada dirección en la actúa el viento es resistido por los dos muros del núcleo que se disponen en su misma dirección.

Acciones torsión por viento	Momento torsor (kN·m)	Incremento de cortante (kN)
Forjado planta quinta	2914	243
Forjado planta sexta	0	0
Forjado planta cubierta	3597	300

Para las solicitaciones de momento torsor se ha tomado una excentricidad de aplicación de la carga de viento no compensada de 19,2m y un brazo de palanca eficaz para contrarrestar el momento de 12m.

Propiedades del material

Se trata de madera de CLT, con las siguientes propiedades

Madera empleada	CLT 24		
Tipo de madera	Laminada encolada homogénea		
Flexión	$f_{m,g,k}$	24	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	19	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	1	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	24	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	3	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	1	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	11.500	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico en flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	9.600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	300	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	250	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	650	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	540	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	65	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	54	N/mm^2

Densidad característica (5% percentil)	ρ_k	385	kg/m^3
Densidad media	ρ_{mean}	420	kg/m^3

Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,25	
Factor modificador	k_{mod}	0,9	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3
Factor de tamaño	k_h	1,00	

Propiedades de la sección

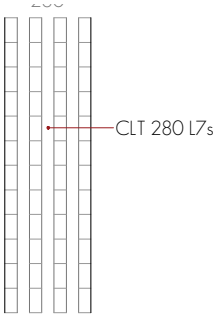
Se trata de paneles de CLT, como los utilizados en las vigas pared. En este caso importa orientar la mayor cantidad de capas posible en dirección vertical, ya que la capacidad de compresión paralela a la fibra es unas 10 veces mayor que la capacidad a compresión transversal. Sin embargo, debido a que las vigas pared componen una única pieza junto a los muros del núcleo a los que acometen, no es posible.

De manera conservadora, se va únicamente a contabilizar las capas en dirección paralela al esfuerzo. En ese sentido, se cuenta con un ancho de 0,12m, aunque como la sección es mucho más ancha, sigue siendo estable. Orientar mal frente a axil, resulta en cambio beneficioso al esfuerzo de flexión, en el que se contabilizan las capas transversales al esfuerzo axil.

Designación del material: CLT 280 L7s

Longitud del muro	L	14,4	m
Espesor del muro	b	0,28	m
Ancho piezas longitudinales	b_0	0,16	m
Ancho de piezas transversales	b_{90}	0,12	m
Altura libre del muro	H	4	m

Área bruta	A	4,03	m^2
Área de capas en dirección de la compresión	A_0	1,73	m^2
Inercia en z	I_z	69,7	m^4
Inercia en y	I_y	0,026	m^4
Módulo resistente elástico en torno a y perpendicular a compresión	$W_{z,90}$	0,06	m^3
Módulo resistente elástico en torno a z perpendicular a compresión	$W_{y,90}$	5,53	m^3



Img. 21. Sección de muro de carga de CLT

Comprobación a compresión simple con pandeo

Resulta obvio que la carga axil no entra repartida de manera uniforme a lo largo del muro, y que por tanto, las resultantes de axil por planta mostrada en la tabla superior con las que se pretende comprobar el muro podrían arrojar valores inseguros. De momento sólo se están realizando comprobaciones generales, y más adelante, con ayuda del modelo general de elementos finitos se comprobarán las concentraciones de tensiones locales en las zonas de llegada de vigas pared, huecos, etc.

Se toman como coeficientes de pandeo los que corresponden a unas condiciones de contorno de articulado-articulado.

→Tensión de compresión actuante, $\sigma_{c,0,d}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

Donde:

·N_d Axil de compresión actuante mayorado

·A_n Área neta, descontando huecos de la sección resistente

→Capacidad resistente a compresión paralela a la fibra, $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

·$f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M.

Axil de compresión mayorado	N_d	8740	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	5058	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	18648	kN/m^2

→Longitud de pandeo, L_k

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L_y \qquad L_{k,z} = \beta_z \cdot L_z$$

Donde:

·β Coeficiente de pandeo según condiciones de contorno. 1 para barras biarticuladas.

·L Altura libre de pandeo en el eje correspondiente

→Inercia de la sección, I

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

Donde:

·b Ancho de la sección (eje débil)

·h Canto de la sección (eje fuerte)

→Radio de giro, i

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

Donde:

·I Inercia de la sección en el eje correspondiente

·A Área de la sección

→Esbeltez, λ

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

Donde:

·L_k Longitud de pandeo en el eje correspondiente

·i radio de giro en el eje correspondiente

→Esbeltez de Euler, λ_E

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{0,05}}{f_{c,0,k}}}$$

Donde:

·$E_{0,05}$ Módulo elástico característico

·$f_{c,0,k}$ Resistencia característica a compresión paralela a la fibra

→Esbeltez relativa, λ_{rel}

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} \qquad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_E}$$

Donde:

·λ Esbeltez en el eje correspondiente

·λ_E Esbeltez de Euler

→Coeficiente corrector según esbeltez relativa, k

$$k_y = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,y} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right] \qquad k_z = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,z} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right]$$

Donde:

·β_c Coeficiente. 0,1 para productos derivados considerando una excentricidad menor a L/500.

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

→Coeficiente de inestabilidad, χ_c

$$\chi_{c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \qquad \chi_{c,z} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

Donde:

·k Coeficiente corrector según esbeltez relativa

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

Coeficiente de pandeo en torno a y	β_y	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a y	L_y	4	m
Longitud de pandeo en y	L_{ky}	4	m
Área de la sección	A	4,032	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,03	m^4
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,08	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	49,49	
Esbeltez de Euler	λ_E	62,83	
Esbeltez relativa en torno a y	λ_{rely}	0,79	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	0,83	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	0,90	
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a y	$I_{c,z}$	0,30	

Coeficiente de pandeo en torno a z,	β_z	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a z	L_z	4	m
Longitud de pandeo en z	L_{kz}	4	m
Área de la sección	A	4,032	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	69,7	m^4
Radio de giro de la sección en z	i_z	4,16	m
Esbeltez en z	λ_z	0,96	

Esbeltez de Euler	λ_E	62,83
Esbeltez relativa en z	λ_{relz}	0,02
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10
Coeficiente en z	k_z	0,49
Coeficiente de inestabilidad en z	χ_{cz}	1,00
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a z	$I_{c,z}$	0,27

Comprobación de interacción axil-momento

→Comprobación de interacción para compresión con pandeo y flexión esviada

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,z}\cdot f_{c,0,d}}+\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\leq 1 \qquad \frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,y}\cdot f_{c,0,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\leq 1$$

Donde:

- $\sigma_{c,0,d}$ Tensión de compresión paralela a la fibra de cálculo
- χ_c Coeficiente de inestabilidad por pandeo
- $f_{c,0,d}$ Resistencia a compresión perpendicular a la fibra
- $\sigma_{m,d}$ Tensión actuante por flexión en el eje correspondiente
- $f_{m,d}$ Resistencia a flexión de la sección en el eje correspondiente
- k_m Factor de flexión esviada. Para secciones rectangulares es igual a 0,7.

Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en torno a y	$e_{min,y}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	174,8	kN·m
Momento en torno a y por viento	$M_{y,Ed}$	0,0	kN
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	2845	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d}$	18648	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a y	$I_{mc,y}$	0,63	

Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Ed}$	174,8	kN·m
Momento en torno a z por viento	$M_{z,Ed}$	26053	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	4743	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d}$	18648	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a z	$I_{mc,z}$	0,63	

Comprobación a cortante de la sección

La comprobación de cortante se realiza también en la base del muro, pues se donde se acumulan los cortantes de todas las plantas. Además de los 727 kN por acción de viento directo, hay que sumarle los 300 kN y los 243 kN de las plantas de cubierta y quinta respectivamente que provienen de la sobrecarga de la torsión considerada.

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 1: rotura de los tablones a lo largo de una junta transversal, $\tau_{V,S,d}$

$$\tau_{V,S,d} = \frac{V_d}{A_{s,net}}$$

Donde:

·V_d Cortante mayorado de cálculo, considerando una ley no lineal en vigas-pared

·$A_{s,net}$ mínimo de la suma de las áreas de las capas transversales o de las longitudinales en la sección. Mín[$A_{0,net}$, $A_{90,net}$]

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	1269	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	
Área a cortante crítica	$A_{s,net}$	0,64	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,S,d}$	1984	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,1}$	0,79	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 2: rotura completa de la placa, $\tau_{V,d}$

$$\tau_{V,d} = \frac{V_d}{A_{gross}}$$

Donde:

·V_d Cortante mayorado de cálculo, considerando una ley no lineal en vigas-pared

·A_{gross} Área bruta de la sección transversal, considerando capas en ambos sentidos

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	1269	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	
Área bruta	A_{gross}	4,03	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	τ_{Vd}	315	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,2}$	0,12	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 3: fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección, $\tau_{T,d}$

$$\tau_{Td} = \frac{M_T}{\sum I_P} \cdot \frac{a}{2} = \frac{M_T}{n_k \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3 \cdot M_T}{n_k \cdot a^3}$$

Donde:

· M_T Momento torsor de las áreas comprendidas entre intersección de juntas. $M_T = V_d \cdot h$

· V_d Cortante actuante de cálculo considerando ley no plana de tensiones

· h Distancia desde el punto de aplicación del cortante a la junta considerada.

· I_P Momento polar de inercia para un área cuadrada entre intersección de juntas

· a Ancho de los tablones que componen las capas de CLT. Normalmente 8cm

· n_k Número de áreas encoladas comprendidas entre intersecciones de juntas. $n_k = n_s \cdot n_f$

· n_s Número de juntas entre capas con dirección de fibra contrapeada.

· n_f Número de áreas de intersección en la superficie (se toma 1m de ancho para el cálculo).

Fuerza de cortante actuante considerando ley de tensiones plana	V_d	1269	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	
Distancia a la junta considerada	h	14,40	m
Momento torsor en superfie encerrada por intersecciones	M_T	18280	kN·m
Ancho de los tableros que componen las capas de CLT	a	0,08	m
Momento polar de inercia para el área encerrada por las intersecciones	I_p	0,0000068	m^4
Número de juntas de encolado entre capas contrapeadas	n_s	6	
Número de áreas encerradas por intersección de juntas contrapeadas	n_f	9000	
Número de superficies encoladas	n_k	54000	
Tensión tangencial	$T_{t,d}$	1983,54	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	2520	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	$I_{v,3}$	0,79	

No es necesario considerar coeficiente de fendas en el cortante ya que el CLT asegura la integridad de los elementos al disponer fibras en al dirección transversal. Por otra parte, las mermas de resistencia que este efecto pudiera ocasionar son recogidos en los valores del material de los fabricantes.

Hay que señalar también que este cálculo es muy conservador al comprobar con todo el cortante las capas transversales, despreciando las capas longitudinales.

Comprobación de tracciones en base de muro

Debido al momento que genera en la base del muro la acción del viento, el axil no se distribuirá de manera uniforme en la base del muro, si no que se concentrará más hacia uno de los extremos, a la vez que se descarga el contrario.

La comprobación que se va a realizar en primer lugar será para la combinación utilizada hasta ahora (ya que es de la que se han obtenido esfuerzos).

Se procede calculando la excentricidad con la que se aplicaría el axil si se considera el momento que actúa simultáneamente. Si la posición final queda dentro del tercio central de la sección significará que no hay tracciones en la base del muro.

Axil actuante	N_d	8740	kN
Momento actuante	M_d	26053	kN·m
Excentricidad de aplicación de la carga	e	2,98	m
Excentricidad máxima para que no existan tracciones (tercio central)	e_{max}	2,40	m

Se sospecha que puede haber una combinación para la que la excentricidad sea mayor. Si ahora realizamos de nuevo la comprobación considerando el viento como variable principal y el uso como secundaria se obtiene el siguiente resultado utilizando los mismos procedimientos:

Axil actuante	N_d	6684	kN
Momento actuante	M_d	31342	kN·m
Excentricidad de aplicación de la carga	e	4,68	m
Excentricidad máxima para que no existan tracciones (tercio central)	e_{max}	2,40	m

Puede observarse que la carga está actuando fuerza del tercio central de la sección, por lo que aparecerán unas tracciones cuyo pico en tensiones puede evaluarse con la siguiente expresión:

→Tensión de axil máxima y mínima por concomitancia de momento, $\sigma_{0,d}$

$$\sigma_{0,d} = \frac{N_d}{L} \pm \frac{6 \cdot M_d}{L^2}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·L Longitud del muro

·M_d Momento actuante en el plano del muro

Incremento de axil máximo por existencia de momento		906,9	kN/m
Compresión máxima	N_d^+	1371	kN/m
Tracción máxima	N_d^-	-443	kN/m

Valores de tensiones tanto de tracción como de compresión fácilmente resistidos por el muro como se demuestra a continuación. La fuerza de tracción deberá sin embargo ser resistida y considerada a la hora de comprobar las uniones de estos elementos.

→Capacidad resistente a compresión paralela a la fibra, $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

·$f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Axil de compresión mayorado	N_d	1371	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	11425	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	18648	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión paralela a la fibra	$I_{c,0}$	0,61	

→Capacidad resistente a tracción paralela a la fibra, $f_{t,0,d}$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

· k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

· $f_{t,0,g,k}$ Resistencia a tracción paralela a la fibra característica

· γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Axil de tracción mayorado	N_d	443	kN/m
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de tracción actuante	$\sigma_{t,0,d}$	3691,67	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a tracción paralela	$f_{t,0,d}$	13824	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a tracción paralela a la fibra	$I_{t,0}$	0,27	

Comprobaciones en caso de incendio

Para las comprobaciones en caso de incendio se consideran las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso de incendio.

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

· Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

· Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

· No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

· El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

· β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

·t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando, d_{ef}

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

Donde:

· $d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

· k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

· d_0 = 7mm

Continuando con el ejemplo del muro de núcleo que está analizando, se muestran a continuación los parámetros para dicho elemento. Se ha supuesto que no existen elementos de cobertura efectivos para proteger las secciones resistentes.

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,07	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,15	

Se ha seleccionado un tiempo de 90 minutos acorde a la necesidad de sectorización y de resistencia del muro que se está estudiando. Una vez hallada la profundidad efectiva de la carbonización, se resta al volumen resistente del elemento analizado en todas las caras que estén expuestas y se vuelven a hallar los parámetros mecánicos y resistentes de la sección reducida.

Ya que el elemento escogido supone un paramento sectorizador, se entiende que sólo puede quedar carbonizada una de las dos caras.

Ancho efectivo en caso de incendio (1 cara expuesta)	b_{ef}	0,21	m
Ancho efectivo de capas paralelas a compresión en caso de incendio	$b_{ef,0}$	0,09	
Ancho efectivo de capas perpendiculares a compresión en caso de incendio	$b_{ef,90}$	0,12	
Largo efectivo en caso de incendio (2 caras expuestas)	h_{ef}	14,26	m
Altura libre del muro	H	4	m
Módulo elástico en torno a y caso de incendio de capas en perpendicular a axil	$W_{z,90,fi}$	0,03	m^3
Módulo elástico en torno a z caso de incendio de capas en perpendicular a axil	$W_{y,90,fi}$	4,07	m^3

Para el cálculo frente a solicitación axil se va a utilizar la misma combinación que se ha utilizado para la característica, cambiando los coeficientes de seguridad y simultaneidad oportunos. En cambio, para la comprobación de cortante, esta combinación no consideraría esfuerzos de viento y por lo tanto no habría nada que comprobar, por lo que se utiliza una combinación distinta en la que el viento aparece como primera

variable y el uso como secundaria.

Las solicitaciones axiles con la combinación en la que el uso es la variable principal serán entonces:

Plantas	Categoría	Axil, N_{fi} (kN)
Planta primera	PP	167
	CP	251
	Zonas destinadas al público (C)	585
Planta segunda	PP	98
	CP	146
	Zonas destinadas al público (C)	341
Planta tercera	PP	79
	CP	119
	Zonas destinadas al público (C)	278
Planta cuarta	PP	106
	CP	159
	Zonas destinadas al público (C)	370
Planta quinta	PP	106
	CP	159
	Zonas destinadas al público (C)	370
Planta sexta	PP	19
	CP	48
	Cubiertas transitables (F)	136
Planta séptima	PP	177
	CP	475
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	0
	Altitudes ≤ 1000 m	0
Total axil en base (carga puntual)		4189

A los axiles anteriores habría de añadir el peso de las vigas pared, obtenido como el cortante de las mismas en el extremo empotrado. El cortante equivale a 5/8 de la carga total, para vigas de 16m se obtiene:

	N_{fi} (kN)
Viga de planta 1 a 3	94
Viga de planta 4 a 5	47

También hay que considerar el peso propio del propio muro:

	N_{fi} (kN)
Peso propio del muro	474

En total se obtiene un axil de 4804 kN, que divididos entre la longitud del muro de 14,4 muros suponen unos 333,6 kN/m.

Y las acciones para comprobación a corte del muro considerando el viento como primera variable serían

las siguientes:

Planta	Cota (m)	Cortante (kN)	Momento (kN·m)
Forjado planta primera	4	404	219
Forjado planta segunda	8	349	509
Forjado planta tercera	12	285	282
Forjado planta cuarta	16	262	813
Forjado planta quinta	20	211	2555
Forjado planta sexta	24	83	0
Forjado planta cubierta	28	83	2332
		404	6711

A estos momentos habría que sumarle los momentos transmitidos por la viga pared. Aunque estos momentos son transmitidos en uno de los bordes del muro, igualmente son resistidos mediante un par de fuerzas opuesto entre ambos lados del muro, por lo que se suman directamente a los momentos que genera el viento.

A continuación se exponen los momentos que los forjados y sobrecargas generan en las dos vigas pared que acometen al muro de análisis que está siendo estudiado:

	M_{fi} (kN·m)
Planta 5	2650
Planta 4	2650
Planta 3	1656
Planta 2	994
Planta 1	2650

Además del momento que produce el peso propio de la viga:

	M_{fi} (kN·m)
Viga de planta 1 a 3	301
Viga de planta 4 a 5	150

En total, se obtendría un momento de 17311 kN·m

Con los siguientes incrementos derivados del efecto de la torsión en las plantas superiores:

Acciones torsión por viento	Momento torsor (kN·m)	Incremento de cortante (kN)
Forjado planta quinta	1619	135
Forjado planta sexta	0	0
Forjado planta cubierta	1998	167

Además se considera que la resistencia de cálculo y los parámetros de cálculo de la rigidez son constantes durante el incendio, tomando como tales los valores característicos multiplicados por el factor kfi.

→Capacidad resistente a axil en situación de incendio, $f_{c,0,fi}$

$$f_{c,0,fi} = f_{c,0,g,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

· $f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

· k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Compresión paralela a la fibra en caso de incendio			
Axil de compresión mayorado	$N_{d,fi}$	4808	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0,00	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	3746	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a tracción paralela	$f_{c,0,fi}$	27600	kN/m^2
Índice a compresión paralela a la fibra en caso de incendio	$I_{c,0,fi}$	0,12	

Compresión paralela con pandeo en caso de incendio			
Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	4	m
Longitud de pandeo	L_k	4	m
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,011	m^4
Área de la sección	A	2,99	m^2
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,061	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	66	
Esbeltez de Euler	λ_E	63	
Esbeltez relativa en torno a y	λ_{rely}	1,05	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	1,09	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	0,73	
Índice a compresión paralela con pandeo en caso de incendio en y	$I_{c,y,fi}$	0,16	

Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	4	m
Longitud de pandeo	L_k	4	m
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	51	m^4
Área de la sección	A	2,99	m^2
Radio de giro de la sección en torno a z	i_z	4,1	m
Esbeltez en torno a z	λ_z	1	
Esbeltez de Euler	λ_E	63	
Esbeltez relativa en torno a z	λ_{relz}	0,02	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a z	k_z	0,49	
Coeficiente de inestabilidad en torno a z	χ_{cz}	1,00	

Índice a compresión con pandeo en caso de incendio en z	$I_{c,z,fi}$	0,12	

Compresión paralela con pandeo y flexión esviada en caso de incendio			
Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en y	$e_{min,y}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	75,4	kN·m
Momento en torno a y por viento	$M_{y,Ed}$	0,0	kN
Momento mayorado en torno a y	M_y	75,4	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	2203	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d,fi}$	29786	kN/m^2
Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en y	$I_{mc,y,fi}$	0,31	

Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Ed}$	75,4	kN·m
Momento en torno a z por viento	$M_{z,Ed}$	17311,0	kN
Momento mayorado en torno a z	M_z	17386,4	kN·m
Tensión de flexión actuante en en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	4275	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d,fi}$	29786	kN/m^2
Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en z	$I_{mc,z,fi}$	0,29	

→Capacidad resistente a cortante en situación de incendio, $f_{V,fi}$

$$f_{V,fi} = f_{V,Rk} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Las comprobaciones de cortante utilizan la misma formulación que en la combinación persistente. Únicamente cambian las cargas, la geometría resistente tras carbonizarse el exterior del elemento y las propiedades de rigidez que están multiplicadas por k_{fi}.

En el primer modo de fallo se calculan las capas según su orientación por separado. Aunque se consuma la capa longitudinal exterior por completo, sigue siendo más penalizante hacer la comprobación con las capas transversales, ya que pierden 3cm y ya tenían menos ancho de por sí.

En el segundo modo de fallo se comprueba la integridad de la pieza completa y la comprobación se realiza restando la profundidad carbonizada total.

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 1: rotura de los tablones a lo largo de una junta transversal, $\tau_{V,S,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	705	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	

Área a cortante crítica	$A_{s,net}$	0,48	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,S,d}$	1469	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,1}$	0,37	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 2: rotura completa de la placa, $\tau_{V,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	705	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	
Área a cortante crítica	A_{gross}	2,99	m^2
Tensión tangencial mayorada considerando ley de tensiones no lineal	$\tau_{V,d}$	236	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a mecanismo de fallo 1	$I_{v,2}$	0,06	

→Tensión tangencial para mecanismo de fallo por cortante 3: fallo de las superficies encoladas en los puntos de intersección, $\tau_{T,d}$

Cortante en hipótesis accidental considerando ley de tensiones plana	V_d	705	kN
Incremento de esfuerzos por no linealidad de ley de tensiones		1,00	
Distancia a la junta considerada	h	14,26	m
Momento torsor en superfie encerrada por intersecciones	M_T	10057	kN·m
Ancho de los tableros que componen las capas de CLT	a	0,08	m
Momento polar de inercia para el área encerrada por las intersecciones	I_p	0,0000068	m^4
Número de juntas de encolado entre capas contrapeadas	n_s	5	
Número de áreas encerradas por intersección de juntas contrapeadas	n_f	8900	
Número de superficies encoladas	n_k	44500	
Tensión tangencial	$T_{t,d}$	1324,22	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante en caso de incendio	$f_{v,fi}$	4025	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	$I_{v,3}$	0,33	

Deformaciones

Se considera para los muros que el acortamiento por carga axil no es significativo. Por otra parte, y debido a que las fuerzas laterales son causadas por una carga con carácter variable de corta duración, no se considera que pueda producirse flecha diferida.

El desplome final producido en una planta es suma de flechas causadas por flexión, cortante, alargamiento de los anclajes y desplazamientos en las juntas. Como los movimientos y cumplimientos de uniones van a ser tratados en un apartado diferente, de momento sólo se van a estimar las flechas por deformación del elemento estructural propiamente dicho y corroborar que existe una reserva de deformación suficiente para que, junto con los desplazamientos que puedan ocasionar las uniones y holguras, el requerimiento final de desplome sea admisible.

→Desplome total por planta, w_{tot}

$$w_{TOT} = w_M + w_V + w_Z + 2 \cdot w_F$$

Donde:

·w_M Deformación instantánea por flexión

·w_V Deformación instantánea por cortante

·w_Z Deformación por alargamiento de uniones

·w_F Deformación por desplazamientos en las juntas

Para las acciones se ha considerado el viento como variable principal, con una combinación de tipo característica; obteniéndose los siguientes cortantes:

Planta	Cota (m)	Cortante (kN)
Forjado planta primera	4	808
Forjado planta segunda	8	698
Forjado planta tercera	12	571
Forjado planta cuarta	16	524
Forjado planta quinta	20	422
Forjado planta sexta	24	167
Forjado planta cubierta	28	167
		808

→Deformación por flexión, w_M

$$w_M = \frac{F_k \cdot h^3}{3 \cdot EI_0}$$

Donde:

·V_k Cortante en valor de servicio actuante

·h Altura libre del muro entre plantas

·E Módulo elástico longitudinal

·I_0 Inercia de la sección considerando un corte en planta y contabilizando sólo capas longitudinales

Cortante en cabeza del muro de corte	V_k	808	kN
Módulo de elasticidad del muro de corte a flexión	E	11500000	kN/m^2
Inercia del muro en horizontal de las capas paralelas al esfuerzo	I_0	39,8	m^4
Altura libre del muro comprobado	H	4	m
Flecha instantánea por flexión	w_m	0,4	mm

→Deformación por cortante, w_V

$$w_V = \frac{F_k \cdot h}{G \cdot A_S}$$

Donde:

·V_k Cortante en valor de servicio actuante

· h Altura libre del muro entre plantas

· G Módulo de elasticidad transversal. Puede tomarse de manera aproximada 0,75· $G_{0,mean}$

· A_s Área bruta de la sección.

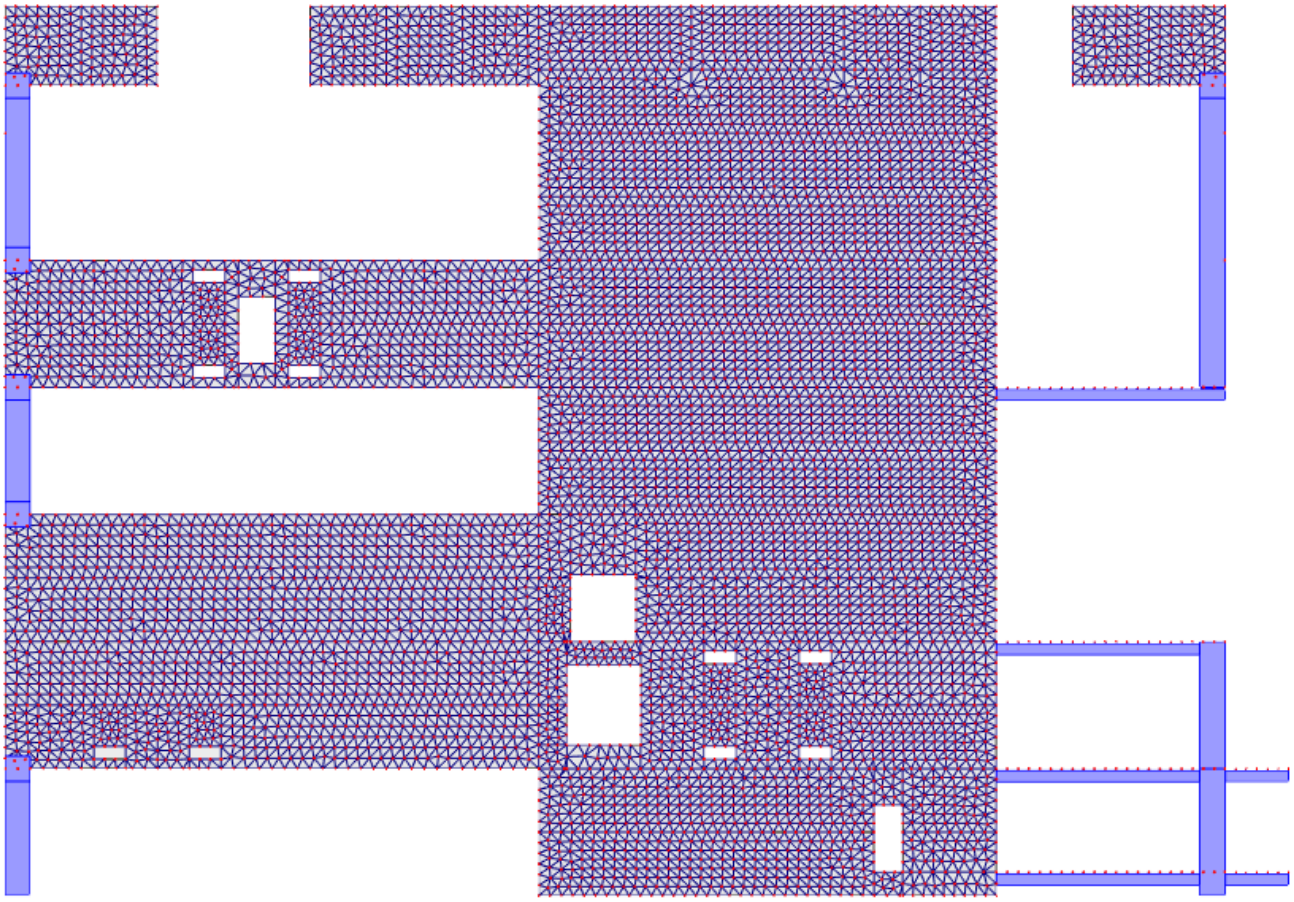
Cortante en cabeza del muro de corte	V_k	808	kN
Módulo de deformación transversal	G	487500	kN/m²
Área bruta de la sección	A_s	4,0	m²
Altura libre del muro comprobado	H	4	m
Flecha instantánea por cortante	w_V	1,6	mm

El desplome final por deformación del elemento estructural deja mucha reserva para que junto a los desplazamientos de las uniones el conjunto cumpla el requisito de la normativa.

Desplome total sin contar uniones		2,0	mm
Desplome admitido por planta	L/250	16	mm

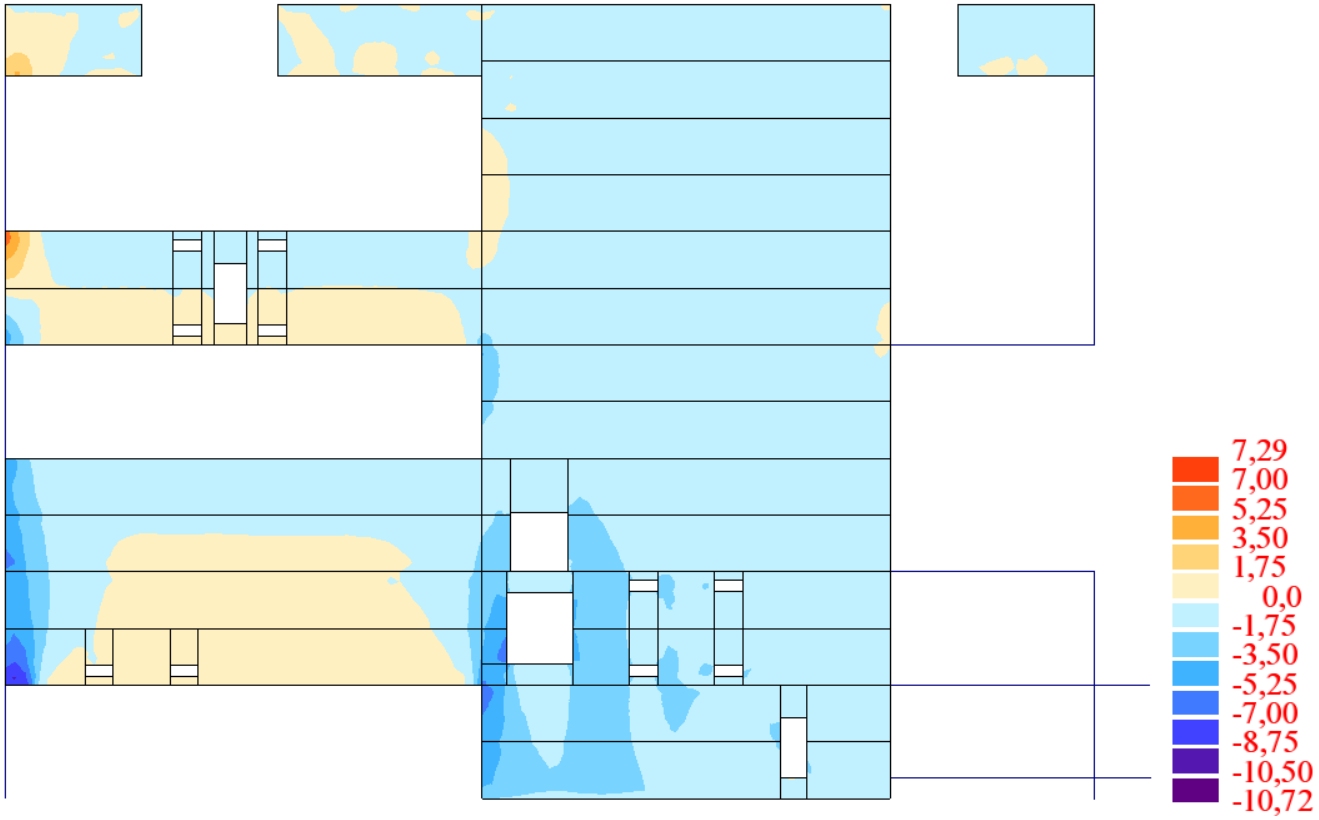
Comentarios al modelo de cálculo

Al tratarse de elementos esencialmente superficiales, los muros de carga se introducen como paneles de elementos finitos. La ortotropía del material se modela asignando una matriz de rigidez modificada al elemento y seleccionando de manera rigurosa la orientación de los ejes locales del elemento, para conseguir que la rigidez se disponga según la orientación de fibras principal proyectada (ver apartado 6.2. Matriz de rigidez)



Img. 22. Modelo de elementos finitos para el muro de carga, en el eje 4.

De las salidas del programa pueden obtenerse mapas de tensiones que contrastados contra las capacidades a compresión del material permiten verificar que las solicitaciones son admisibles:



Img. 23. Mapa de tensiones en MPa en dirección vertical, en el eje D para la combinación 205 (1,35PP+1,35CP+1,50SUa+1,50SUc+0,75N+0,9Vy).

Puede observarse que las tensiones alcanzan valores a los 5MPa, inferiores a las utilizadas en el cálculo manual, ya que de manera conserva se estimó que la carga de viento debía ser soportada a cortante por los muros en la misma dirección, despreciando al capacidad resistente conseguida por brazo de palanca de los muros transversales.

En el mapa de fuerzas de membrana para la dirección vertical si que puede observarse sin embargo que la carga puede alcanzar valores de compresión cercanos a los estimados manualmente (en el rango de los 1300kN/m)

5.4. Soportes de fachada de madera microlaminada

La manera de recibir carga los soportes está claramente marcada por la propuesta arquitectónica, ya que en una de las direcciones se distribuyen separados 2,4 m y en el otro sentido pueden llegar recoger estancias y vigas pared que salvan 16 ó 19,2m.

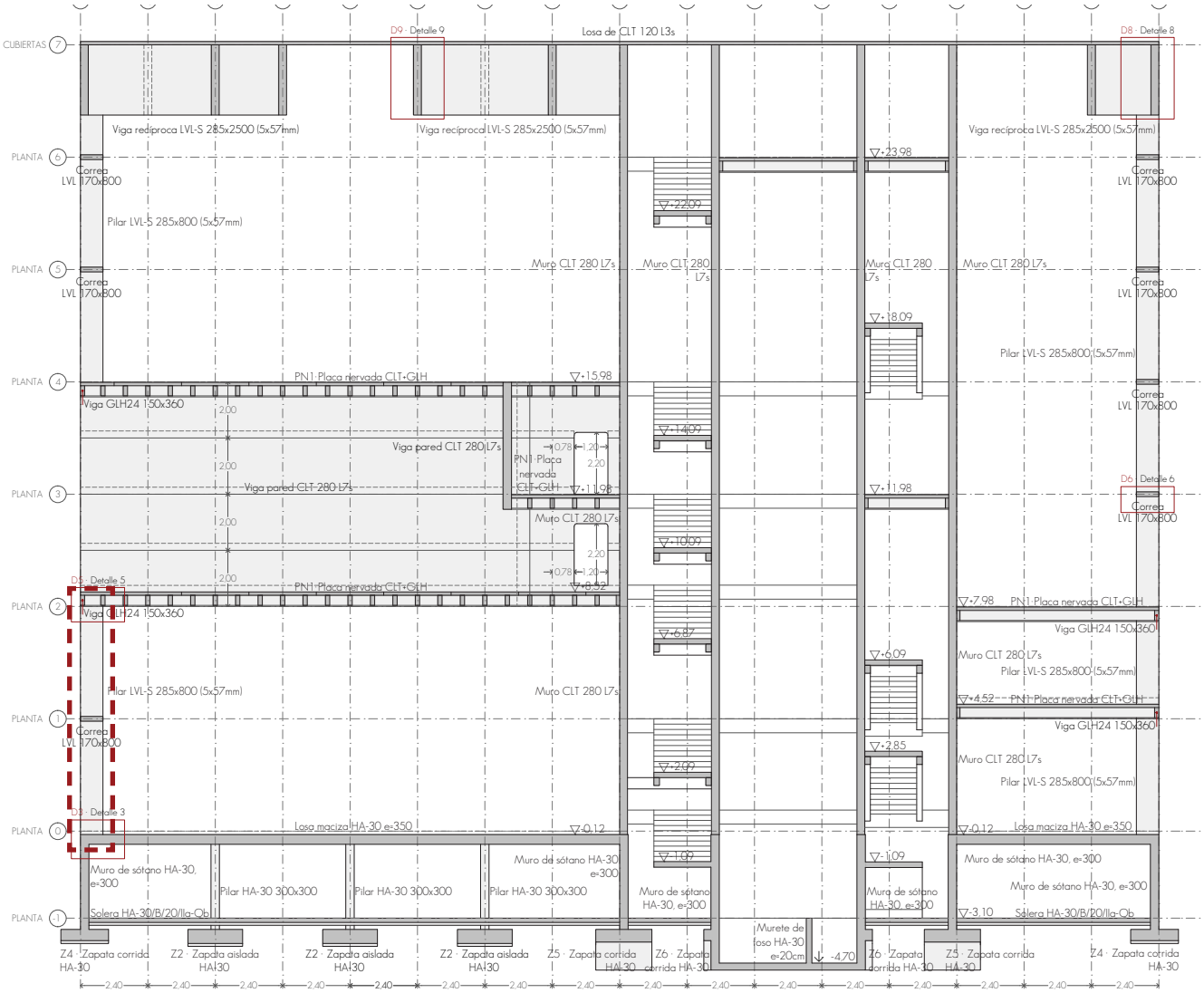
Debido a esto y de modo similar a la propuesta estructural construida, se propone disponer soportes con una sección muy alargada, disponiendo la inercia en la dirección más cargada. Ya que en ocasiones estos soportes pueden alcanza alturas libres importantes, es imprescindible disponer arriostramientos que coarten la luz de pandeo en el eje débil.

Como hay una dirección clara en los esfuerzos de los soportes y en la posibilidad de arriostrarlos, se utiliza madera microlaminada con todas las capas orientadas igual (Kerto-S), de menos estabilidad en la dirección perpendicular, pero con más resistencia.

Elemento escogido

Aunque se ha realizado la comprobación de todos los soportes, en este apartado únicamente se detallan los procedimientos de cálculo y valores obtenidos para un pilar que se ha considerado representativo. Se ha escogido el soporte en el extremo de la viga pared que salva los 19,2m de luz.

Se trata del soporte G17 (ver plano de estructuras). Se considera que este elemento es relevante por recibir la carga de una de las vigas pared más importantes del proyecto y por tener una altura libre significativa. de dos plantas. Existen también elementos más esbeltos, pero mucho menos cargados.



Img. 24. Soporte escogido para cálculo manual, en el eje G.

Acciones

Para la estimación de los esfuerzos se ha tomado un reparto por área tributaria convencional en el caso de la cubierta y se ha aprovechado el esfuerzo cortante que se obtuvo durante el análisis manual de la viga pared para valorar la carga que recibe de las plantas 2 y 4. Se ha estimado que la carga que introduce la viga pared en el soporte por cada planta es equivalente a una carga repartida sobre un área de 52m^2. Para esta estimación se ha supuesto que el apoyo empotrado se recibe 3/8 de la carga total que recibe la viga pared y de la cubierta.

Se analiza únicamente el tramo que transcurre desde planta baja hasta planta segunda, de 8m de altura libre sin arriostrar en ninguna de las direcciones.

En el caso de la cubierta como se ha considerado el caso principal de mantenimiento, no se ha introducido carga de nieve, ya que no es concomitante.

Planta	Área (m^2)	Caso de carga	G_k o q_k (kN/m^2)	G_d o q_d (kN/m^2)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Planta segunda	52	PP	1,00	1,35	1,35			
		CP	1,50	2,03	1,35			
		Uso público (C)	5,00	7,50	1,50	0,70	0,70	0,60
Planta cuarta	52	PP	1,00	1,35	1,35			
		CP	1,50	2,03	1,35			
		Uso público (C)	5,00	7,50	1,50	0,70	0,70	0,60
Planta séptima (cubierta)	23,04	PP	2,16	2,92	1,35			
		CP	2,50	3,38	1,35			
		Acceso mantenimiento (G)	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00
		Nieve	0,00	0,00	1,50	0,50	0,20	0,00
Total			20,66	29,54				

El tramo analizado del soporte discurre desde la planta baja hasta la planta 2. La presión de viento de viento alcanzada a cota de la segunda planta (8m) es la siguiente:

				Presión estática en x		Presión estática en y	
z3 (m)	8	1,23	2,9	1,19	-0,74	1,19	-0,74

Para un cálculo más detallado de acciones de viento ver apartado correspondiente de la memoria. Va a considerarse la mayor de las presiones aplicable a una cara. Considerando que los soportes se disponen con un intereje de 2,4m, se obtiene una carga lineal repartida por soporte de 2,86 kN/m.

Esfuerzos

Ya que los soportes se calculan y diseñan como articulados en cabeza y base, no se considera que las vigas pared o la cubierta recíproca pueda transmitirle momento alguno. Por otra parte, la entidad de dichos elementos es tal que el momento sería difícilmente soportado por el soporte, por poco que sea.

Se asume por tanto, que los soportes no son capaces de completar el esquema de pórticos resistentes a momento y que todas las acciones de viento deben ser resistidas por el núcleo de comunicaciones.

En el CTE DB SE-M se considera la necesidad de considerar un momento mínimo en soportes:

"Además de las tensiones provocadas por la flexión debida a las cargas transversales deben tenerse en cuenta las tensiones de flexión provocadas por las imperfecciones geométricas de la pieza (combaduras),

excentricidades inevitables de las cargas y uniones y desplazamientos inducidos."

sin llegar a especificar el criterio de excentricidad mínima que debería considerarse como hace por ejemplo la EHE. A este respecto se considera que las piezas al ser prefabricadas van a tener una variación dimensional no significativa en comparación con elementos realizados in situ, y por eso únicamente se va a adoptar el criterio de excentricidad por montaje o por replanteo, permitiendo una tolerancia de 2cm.

En las especificaciones de Kerto se incluyen las siguientes coeficientes de variación dimensional para el Kerto S. Para una ancho de 80cm, la variación es de 2,5mm; puede apreciarse que los 2 cms propuestos cubrirán fácilmente estos valores.

Longitudinal	0,0001
Anchura	0,0032
Espesor	0,0024

El momento causado por la excentricidad se calcula en la comprobación correspondiente, porque depende del axil de cada soporte, mientras que en este apartado si que va se especificar el momento causado por el viento actuando perpendicularmente a la dirección del soporte, ya que la fachada reparte a través de los soportes la carga de viento al resto de elementos de la estructura.

→Momento y cortante para soporte biarticulado $M_{y,d}$ y $V_{z,d}$

$$M_{y,d} = \frac{q \cdot L^2}{8} \qquad V_{z,d} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo

·$V_{z,d}$ Cortante en valor de cálculo

·q Carga repartida sobre la viga, mayorada o en servicio según el caso

·L Altura libre del soporte

Momento solicitación por viento	$M_{y,d}$	7,6	kN·m
Cortante solicitación por viento	$V_{z,d}$	11,4	kN

Axiles por planta, mayorados:

Planta	Área (m^2)	Caso de carga	Axil (kN)
Planta segunda	52	PP	70
		CP	105
		Zonas destinadas al público (C)	390
Planta cuarta	52	PP	70
		CP	105
		Zonas destinadas al público (C)	390

Planta séptima	23,04	PP	67
		CP	78
		Cubiertas accesibles para mantenimiento (G)	35
		Altitudes ≤ 1000 m	0
			1311

Propiedades del material

Madera empleada	LVL-S		
Tipo de madera	Madera microlaminada		
Flexión	$f_{m,g,k}$	44	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	35	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	0,8	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	35	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	6	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4,1	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	-	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	13800	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	11600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	430	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	350	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	600	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	400	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	-	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	-	N/mm^2
Densidad característica (5% percentil)	$r_{g,k}$	480	kg/m^3
Densidad media	$r_{g,mean}$	510	kg/m^3

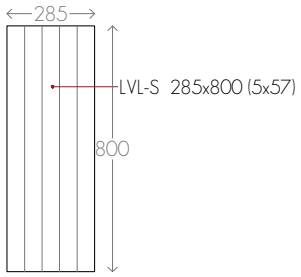
Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,20	
Factor modificador	k_{mod}	0,90	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3
Factor de tamaño	k_h	1,00	

Propiedades de la sección

Debido a que se necesitan secciones de mayor espesor del que se fabrica de mánera estándar se opta por crear secciones más anchas agrupando varias de estas láminas mediante encolado.

Secciones estándar de madera microlaminada		57	mm
Número de capas en soporte combinado		5	uds
Ancho (eje y de la barra)	b	0,285	m
Canto (eje z de la barra)	h	0,8	m
Altura libre del soporte en z	H_z	8	m
Altura libre del soporte en y	H_y	4	m
Módulo resistente elástico en torno a y	W_z	0,030	m^3
Módulo resistente elástico en torno a z	W_y	0,011	m^3



Img. 25. Sección de soporte de madera microlaminada

Comprobación a compresión simple con pandeo

Se toman como coeficientes de pandeo los que corresponden a unas condiciones de contorno de articulado-articulado.

→Tensión de compresión actuante, $\sigma_{c,0,d}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

Donde:

· N_d Axil de compresión actuante mayorado

· A_n Área neta, descontando huecos de la sección resistente

→Capacidad resistente a compresión paralela a la fibra, $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

· k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

· $f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

· γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M.

Axil de compresión mayorado	N_d	1311	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	5748	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	26250	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión paralela a la fibra	$I_{c,0}$	0,22	

→Longitud de pandeo, L_k

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L_y \qquad L_{k,z} = \beta_z \cdot L_z$$

Donde:

·β Coeficiente de pandeo según condiciones de contorno. 1 para barras biarticuladas.

·L Altura libre de pandeo en el eje correspondiente

→Inercia de la sección, I

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

Donde:

·b Ancho de la sección (eje débil)

·h Canto de la sección (eje fuerte)

→Radio de giro, i

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

Donde:

·I Inercia de la sección en el eje correspondiente

·A Área de la sección

→Esbeltez, λ

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

Donde:

·L_k Longitud de pandeo en el eje correspondiente

·i radio de giro en el eje correspondiente

→Esbeltez de Euler, λ_E

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{0,05}}{f_{c,0,k}}}$$

Donde:

·$E_{0,05}$ Módulo elástico característico

·$f_{c,0,k}$ Resistencia característica a compresión paralela a la fibra

→Esbeltez relativa, λ_{rel}

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} \qquad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_E}$$

Donde:

·λ Esbeltez en el eje correspondiente

·λ_E Esbeltez de Euler

→Coeficiente corrector según esbeltez relativa, k

$$k_y = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,y} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right] \qquad k_z = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,z} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right]$$

Donde:

·β_c Coeficiente. 0,1 para productos derivados considerando una excentricidad menor a L/500.

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

→Coeficiente de inestabilidad, χ_c

$$\chi_{c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \qquad \chi_{c,z} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

Donde:

·k Coeficiente corrector según esbeltez relativa

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

Coeficiente de pandeo en torno a y	β_y	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a y	L_y	8	m
Longitud de pandeo en y	L_{ky}	8	m
Área de la sección	A	0,228	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,01216	m^4
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,23	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	34,64	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a y	λ_{rely}	0,61	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	0,70	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	0,96	
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a y	$I_{c,z}$	0,23	

Coeficiente de pandeo en torno a z,	β_z	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a z	L_z	4	m
Longitud de pandeo en z	L_{kz}	4	m
Área de la sección	A	0,228	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	0,0015	m^4
Radio de giro de la sección en z	i_z	0,08	m
Esbeltez en z	λ_z	48,62	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en z	λ_{relz}	0,85	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en z	k_z	0,89	
Coeficiente de inestabilidad en z	χ_{cz}	0,87	
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a z	$I_{c,z}$	0,25	

Comprobación de interacción axil-momento

→Comprobación de interacción para compresión con pandeo y flexión esviada

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,z}\cdot f_{c,0,d}}+\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\le 1 \qquad \frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,y}\cdot f_{c,0,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\le 1$$

Donde:

- $\sigma_{c,0,d}$ Tensión de compresión paralela a la fibra de cálculo
- χ_c Coeficiente de inestabilidad por pandeo
- $f_{c,0,d}$ Resistencia a compresión perpendicular a la fibra
- $\sigma_{m,d}$ Tensión actuante por flexión en el eje correspondiente
- $f_{m,d}$ Resistencia a flexión de la sección en el eje correspondiente
- k_m Factor de flexión esviada. Para secciones rectangulares es igual a 0,7.

Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en torno a y	$e_{min,y}$	33000	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	24,7	kN·m
Momento en torno a y por viento	$M_{y,Ed}$	7,6	kN
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	1064	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d}$	33000	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a y	$I_{mc,y}$	0,31	

Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	33000	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Ed}$	24,7	kN·m
Momento en torno a z por viento	$M_{z,Ed}$	0,0	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	2284	kN/m^2

Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d}$	33000	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a z	$I_{mc,z}$	0,35	

Comprobación en caso de incendio

Para las comprobaciones en caso de incendio se consideran las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso de incendio.

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

· Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

· Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

· No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

· El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

· β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

· t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando,d_{ef}

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

Donde:

· $d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

· k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

· d_0 = 7mm

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	0	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	mm
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,06	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,1	

En el caso de los soportes las comprobaciones resultan críticas y son las que determinan el dimensionado. Esto es debido a que las secciones están expuestas por las dos caras en la dirección en que son más esbeltas, quedando la sección sin carbonizar realmente debilitada.

Ancho efectivo en caso de incendio (2 caras expuestas)	b_{ef}	0,16	m
Canto efectivo en caso de incendio (1 cara expuesta)	h_{ef}	0,74	m
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{y,fi}$	0,014	m^3
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{z,fi}$	0,003	m^3

Las cargas para la hipótesis accidental de momento causado por la acción directa del viento sobre los soportes no se consideran, pues estarían como segunda variable y el factor concomitante es 0.

Los axiles considerados son los siguientes:

Plantas	Área (m^2)	Categoría	Axil incendio, N_{fi} (kN)
Planta segunda	52	PP	52
		CP	78
		Zonas destinadas al público (C)	182
Planta cuarta	52	PP	52
		CP	78
		Zonas destinadas al público (C)	182
Planta séptima	23,04	PP	50
		CP	58
		Cubiertas mantenimiento (G)	0
			731

Además de las cargas, que cambian por considerarse en combinación de hipótesis accidental, varían también las resistencias, halladas de la siguiente manera:

→Capacidad resistente a axil en situación de incendio, $f_{c,0,fi}$

$$f_{c,0,fi} = f_{c,0,g,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

→Capacidad resistente a momento en situación de incendio, $f_{m,fi}$

$$f_{m,y,fi} = f_{m,y,k} \cdot k_{fi} \qquad f_{m,z,fi} = f_{m,z.k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{m,k}$ Resistencia a flexión según el eje que corresponda.

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Compresión paralela a la fibra en caso de incendio

Axil de compresión mayorado	$N_{d,fi}$	731	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0,00	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	6241	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a tracción paralela	$f_{c,0,fi}$	38500	kN/m^2
Índice a compresión paralela a la fibra en caso de incendio	$I_{c,0}$	0,15	

Compresión paralela con pandeo en caso de incendio			
Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	8	m
Longitud de pandeo	L_k	8	m
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,0053	m^4
Área de la sección	A	0,12	m^2
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,21	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	37,60	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a y	$\lambda_{rel,y}$	0,66	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	0,73	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	0,94	
Índice a compresión paralela con pandeo en caso de incendio en y	$I_{c,y,fi}$	0,16	

Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	4	m
Longitud de pandeo	L_k	4	m
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	0,000247	m^4
Área de la sección	A	0,12	m^2
Radio de giro de la sección en torno a z	i_z	0,05	m
Esbeltez en torno a z	λ_z	87	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a z	$\lambda_{rel,z}$	1,52	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a z	k_z	1,72	
Coeficiente de inestabilidad en torno a z	χ_{cz}	0,40	
Índice a compresión con pandeo en caso de incendio en z	$I_{c,z,fi}$	0,37	

Compresión paralela con pandeo y flexión esviada en caso de incendio			
Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en y	$e_{min,y}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	13,2	kN·m
Momento en torno a y por viento	$M_{y,Ed}$	0,0	kN

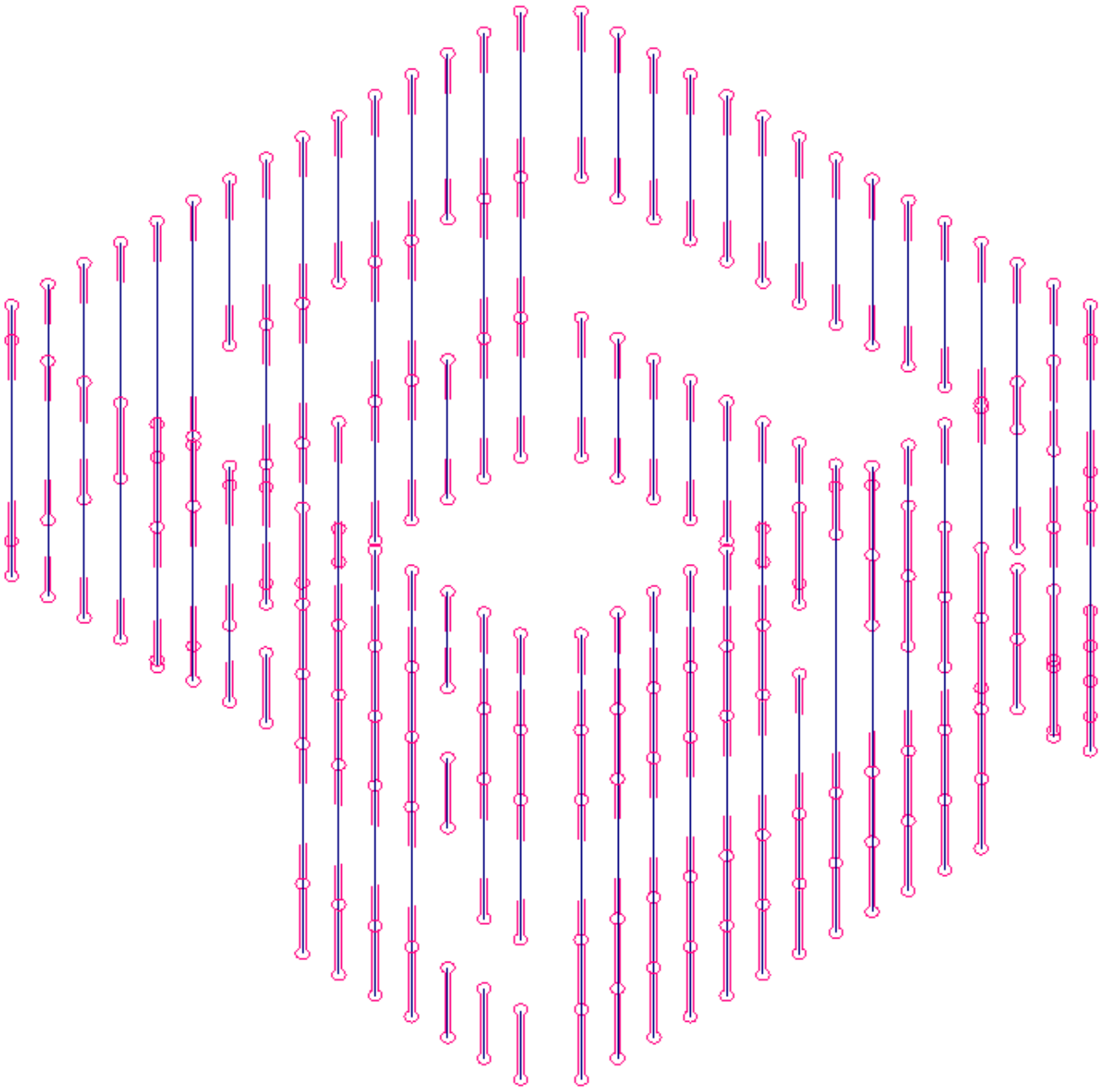
Momento mayorado en torno a y	M_y	13,2	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	915	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d,fi}$	48400	kN/m^2
Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en y	$I_{mc,y,fi}$	0,23	

Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Fd}$	13,2	kN·m
Momento en torno a z por viento	$M_{z,Fd}$	0,0	kN
Momento mayorado en torno a z	M_z	13,2	kN·m
Tensión de flexión actuante en en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	4239	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d,fi}$	48400	kN/m^2
Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en z	$I_{mc,z,fi}$	0,464	

Comentarios al modelo de cálculo

Debido a la dificultad de conseguir nudos articulados y al sobredimensionado que exigiría conseguir un empotramiento para las vigas pared, se opta por modelar los soportes como articulados en cabeza y base, confiando la estabilidad lateral a elementos específicos como los muros del núcleo y del salón de actos o los paños arriostrados con diagonales. Por otra parte, aunque el soporte se modele por uno de los ejes del proyecto, se introduce una excentricidad para colocarlo en su posición real y tener en cuenta la posición real de aplicación de la carga.

Los soportes se modelan con la longitud real de las piezas, es decir, que las barras sólo se interrumpen en los forjados o correas que son pasantes y no en todas las plantas. Esto permite al programa reconocer adecuadamente las longitudes de pandeo en el eje principal (que puede llegar a tener la longitud de varias plantas), siendo necesario limitar la longitud en el eje débil, que es sujeto y llevado a un punto de arriostramiento fijo en cada planta. Al ser el edificio intranslacional se utiliza un coeficiente de pandeo igual a 1 para el eje principal y se fija una longitud de 4m para el eje débil equivalente a la altura de planta.

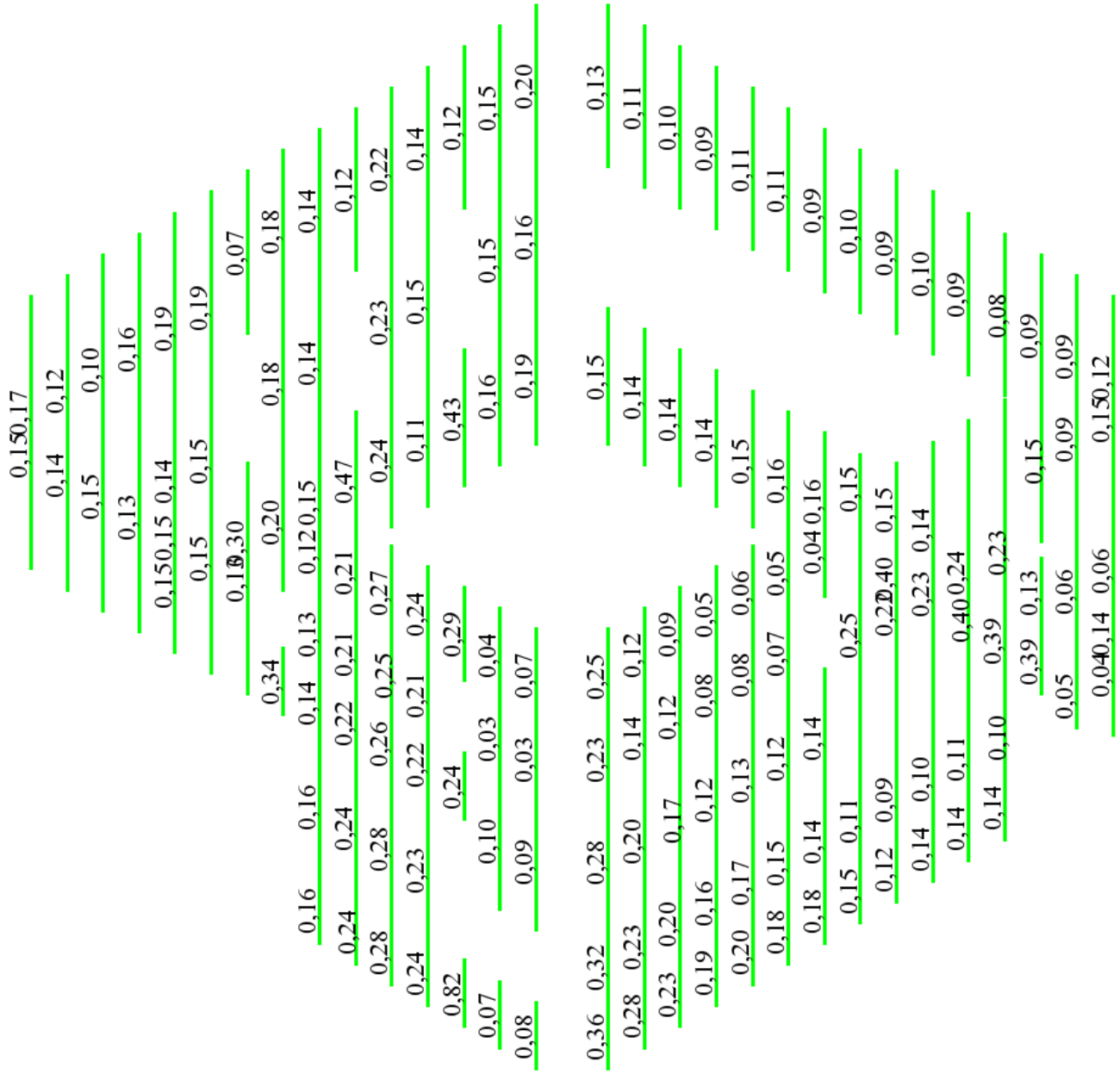


Img. 26. Modelo de barras para soportes con consideración de articulación en extremos y alturas sin arriostrar para el eje fuerte modeladas como barras independientes.

Mediante la comprobación automática del programa es factible comprobar todas las combinaciones de ELU descritas en el apartado de bases de cálculo, considerando además cada una de ellas con el k_{mod} correspondiente a la duración de las carga más corta de las acciones que intervienen en cada combinación, algo que en un cálculo manual es difícilmente abarcable.

En la imagen siguiente pueden observarse los índices de aprovechamiento obtenidos para la peor combinación en cada caso para cada elemento.

En el caso de los soportes, además de los condicionantes geométricos derivados de la arquitectura (la dimensión mayor viene por ejemplo determinada por el ancho de la doble hoja de fachada), hay importantes requerimientos de esbeltez durante situaciones de incendio, ya que al estar expuestos en todo su contorno, la pérdida de sección es realmente significativa, y el cálculo con pandeo en esta situación penaliza muchísimo el tamaño de las piezas, cuya sección para situaciones persistentes o transitorias puede antojarse excesiva de no considerar la posibilidad de incendio.



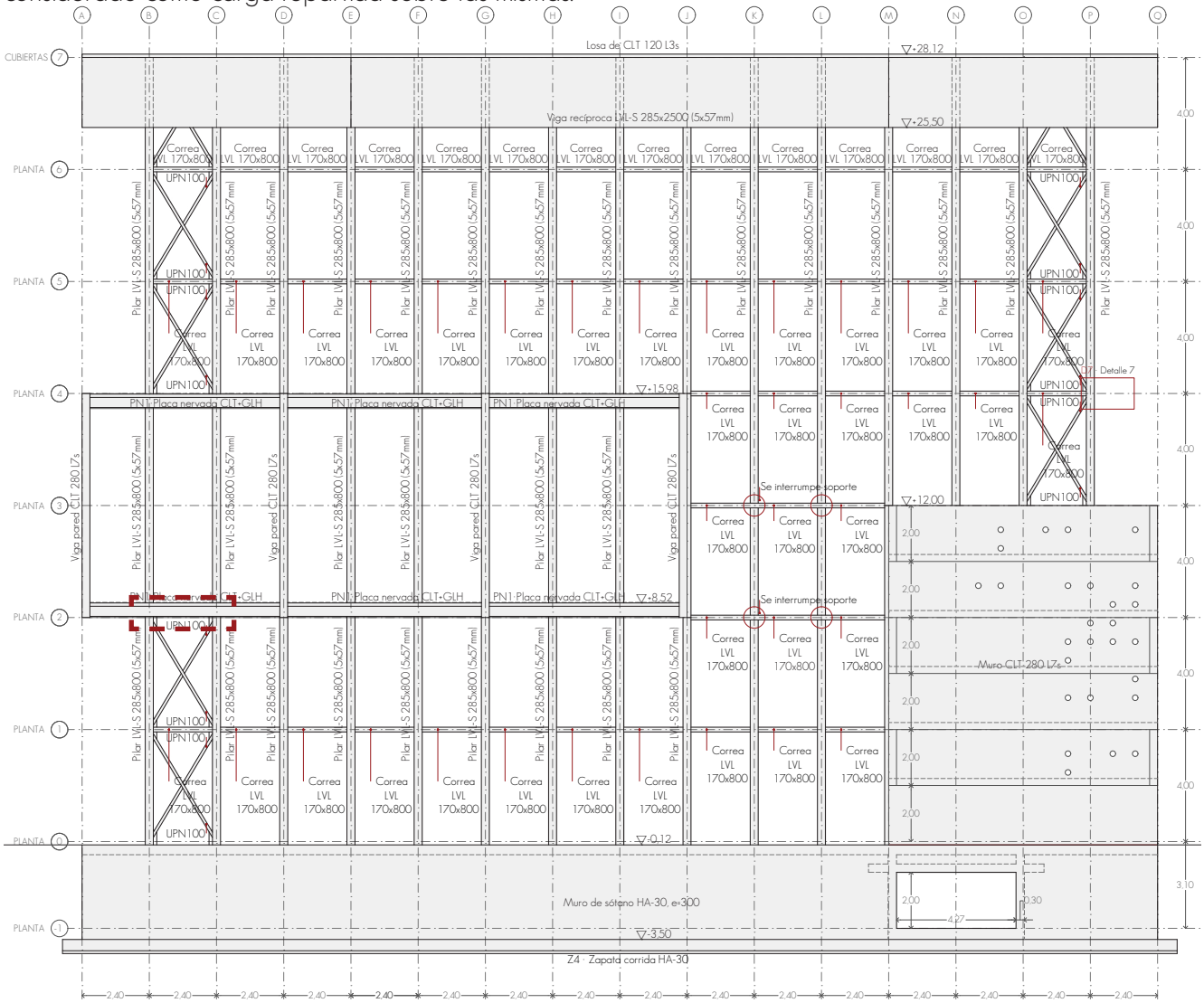
Img. 27. Índice de aprovechamiento para soportes de fachada.

5.5. Correas de fachada de madera microlaminada

Elemento escogido

Considerando que la función principal de las correas es transmitir el cortante que el viento genera planta a planta hasta los soportes de los extremos, que están arriostrados con diagonales cruzadas va a tomarse como correa referente la del eje 17 en planta primera, que transcurre entre los ejes B y C.

El cortante de las plantas será transmitido como axil por estas barras, que deberán ser comprobadas a pandeo. Por otra parte, deberán soportar un pequeño momento inducido por el peso del cerramiento, considerado como carga repartida sobre las mismas.



Img. 28. Correa de fachada escogida para el cálculo manual, en la primera planta del eje 17.

Acciones

De manera muy simplificada y conservadora va a considerarse como área tributaria la mitad de la fachada entre la línea de soportes y la del núcleo.

Como las acciones que previsiblemente causaran las mayores solicitaciones axiles en estas correas son de viento, la combinación utilizada las considera como variable principal. Al haber dos líneas de arriostramiento en cada fachada, se supone que cada una lleva aproximadamente la mitad del viento total actuante como presión y succión en las dos fachadas opuestas. La carga de viento mayorada por planta es la siguiente:

Planta	Presión de viento (kN/m^2)
Planta baja	0,92
Planta primera	1,26

Planta segunda	1,45
Planta tercera	1,57
Planta cuarta	1,65
Planta quinta	1,72
Planta sexta	1,77
Planta cubiertas	1,82

Para el peso de la fachada se toman unos 8 kN/m considerando la doble hoja de vidri, el peso propio de la correa y la repercusión de carpinterías y anclajes auxiliares necesarios. Se considera también una carga de mantenimiento o limpieza de 1 kN/m.

Esfuerzos

Las cargas de viento inducen los siguientes cortantes de planta. El cortante acumulado en la planta primera se corresponde con la capacidad axil que debe tener la correa más penalizada:

Planta	Carga de viento por planta (kN)	Cortante acumulado de planta (kN)
Planta primera	12,10	107,85
Planta segunda	13,91	95,75
Planta tercera	15,03	81,84
Planta cuarta	15,84	66,82
Planta quinta	16,48	50,98
Planta sexta	17,02	34,50
Planta cubiertas	17,48	17,48

Respecto al momento generado por el peso de la fachada y el de uso mantenimiento, la suma de la carga, mayorada supone un total de 12,3kN/m.

→Momento y cortante para viga isostática, $M_{y,d}$ y $V_{z,d}$

$$M_{y,d} = \frac{q \cdot L^2}{8} \qquad V_{z,d} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo

·$V_{z,d}$ Cortante en valor de cálculo

·q Carga repartida sobre la viga, mayorada o en servicio según el caso

·L luz de cálculo

Lo que arroja las siguientes solicitaciones:

·Momento, M_d=9kN·m

·Cortante, V_d= 15kN

Propiedades del material

Se utiliza madera microlaminada LVL-S que es más adecuada por tener las fibras orientadas por completo

en la dirección del esfuerzo. Se descarta la utilización de madera aserrada por requerirse un ancho de 0,8m difícil de encontrar comercializado.

Las propiedades del producto se resumen en el siguiente cuadro:

Madera empleada	LVL-S		
Tipo de madera	Madera microlaminada		
Flexión	$f_{m,g,k}$	44	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	35	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	0,8	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	35	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	6	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4,1	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	-	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	13800	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	11600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	430	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	350	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	600	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	400	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	-	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	-	N/mm^2
Densidad característica (5% percentil)	$r_{g,k}$	480	kg/m^3
Densidad media	$r_{g,mean}$	510	kg/m^3

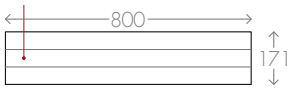
Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,20	
Factor modificador	k_{mod}	0,90	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3
Factor de tamaño	k_h	1,00	

Propiedades de la sección

Debido a que se necesitan secciones de mayor espesor del que se fabrica de manera estándar se opta por crear secciones más anchas agrupando varias de estas láminas mediante encolado.

Secciones estándar de madera microlaminada		57	mm
Número de capas en soporte combinado		3	uds
Ancho (eje y de la barra)	b	0,171	m
Canto (eje z de la barra)	h	0,8	m
Altura libre del soporte en z	H_z	2,4	m
Altura libre del soporte en y	H_y	2,4	m
Módulo resistente elástico en torno a y	W_z	0,018	m^3
Módulo resistente elástico en torno a z	W_y	0,004	m^3



Img. 29. Sección de correa de fachada

Comprobación a compresión simple con pandeo

Se toman como coeficientes de pandeo los que corresponden a unas condiciones de contorno de articulado-articulado.

→Tensión de compresión actuante, $\sigma_{c,0,d}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

Donde:

·N_d Axil de compresión actuante mayorado

·A_n Área neta, descontando huecos de la sección resistente

→Capacidad resistente a compresión paralela a la fibra, $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

·$f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M.

Axil de compresión mayorado	N_d	107	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	782	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	26250	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión paralela a la fibra	$I_{c,0}$	0,03	

→Longitud de pandeo, L_k

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L_y \qquad L_{k,z} = \beta_z \cdot L_z$$

Donde:

·β Coeficiente de pandeo según condiciones de contorno. 1 para barras biarticuladas.

·L Altura libre de pandeo en el eje correspondiente

→Inercia de la sección, I

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad I_z = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

Donde:

·b Ancho de la sección (eje débil)

·h Canto de la sección (eje fuerte)

→Radio de giro, i

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

Donde:

·I Inercia de la sección en el eje correspondiente

·A Área de la sección

→Esbeltez, λ

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

Donde:

·L_k Longitud de pandeo en el eje correspondiente

·i radio de giro en el eje correspondiente

→Esbeltez de Euler, λ_E

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{0,05}}{f_{c,0,k}}}$$

Donde:

·$E_{0,05}$ Módulo elástico característico

·$f_{c,0,k}$ Resistencia característica a compresión paralela a la fibra

→Esbeltez relativa, λ_{rel}

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} \qquad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_E}$$

Donde:

·λ Esbeltez en el eje correspondiente

·λ_E Esbeltez de Euler

→Coeficiente corrector según esbeltez relativa, k

$$k_y = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,y} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right] \qquad k_z = 0{,}5\left[1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,z} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right]$$

Donde:

·β_c Coeficiente. 0,1 para productos derivados considerando una excentricidad menor a L/500.

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

→Coeficiente de inestabilidad, χ_c

$$\chi_{c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \qquad \chi_{c,z} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

Donde:

·k Coeficiente corrector según esbeltez relativa

·λ_{rel} Esbeltez relativa en el eje correspondiente

Coeficiente de pandeo en torno a y	β_y	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a y	L_y	2,4	m
Longitud de pandeo en y	L_{ky}	2,4	m
Área de la sección	A	0,1368	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,007296	m^4
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,23	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	10,39	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a y	λ_{rely}	0,18	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	0,51	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	1,00	
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a y	$I_{c,z}$	0,03	

Coeficiente de pandeo en torno a z,	β_z	1	
Longitud del elemento comprimido en torno a z	L_z	2,4	m
Longitud de pandeo en z	L_{kz}	2,4	m
Área de la sección	A	0,1368	m^2
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	0,0003	m^4
Radio de giro de la sección en z	i_z	0,05	m
Esbeltez en z	λ_z	48,62	

Esbeltez de Euler	λ_E	57,19
Esbeltez relativa en z	λ_{relz}	0,85
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10
Coeficiente en z	k_z	0,89
Coeficiente de inestabilidad en z	χ_{cz}	0,87
Índice de aprovechamiento a compresión con pandeo en torno a z	$I_{c,z}$	0,03

Comprobación de interacción axil-momento

→Comprobación de interacción para compresión con pandeo y flexión esviada

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,z}\cdot f_{c,0,d}}+\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\leq 1 \qquad \frac{\sigma_{c0,d}}{\chi_{c,y}\cdot f_{c,0,d}}+k_m\cdot\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}+\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\leq 1$$

Donde:

- $\sigma_{c,0,d}$ Tensión de compresión paralela a la fibra de cálculo
- χ_c Coeficiente de inestabilidad por pandeo
- $f_{c,0,d}$ Resistencia a compresión perpendicular a la fibra
- $\sigma_{m,d}$ Tensión actuante por flexión en el eje correspondiente
- $f_{m,d}$ Resistencia a flexión de la sección en el eje correspondiente
- k_m Factor de flexión esviada. Para secciones rectangulares es igual a 0,7.

Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en torno a y	$e_{min,y}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	2,1	kN·m
Momento en torno a y por fachada	$M_{y,Ed}$	9,0	kN
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	611	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d}$	33000	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a y	$I_{mc,y}$	0,06	

Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Ed}$	2,1	kN·m
Momento en torno a z por fachada	$M_{z,Ed}$	0,0	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	549	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d}$	33000	kN/m^2
Índice de aprovechamiento en torno a z	$I_{mc,z}$	0,06	

Puede parecer que la sección está muy holgada, pero en situación de incendio se consumen unos 6cm por cara expuesta, por lo que si fuera menor de 12cm estos elementos pasarían a ser inexistentes y algunos de los soportes alcanzarían una longitud de pandeo intolerable para el eje débil.

Justificación en caso de incendio

Según las combinaciones propuestas por la normativa no habría que considerar solicitaciones de viento ni

de mantenimiento, por lo que las correas no serían estrictamente necesarias en esta situación. Van a considerarse sin embargo, un mínimo de carga horizontal correspondiente al valor de las acciones sin mayorar, que arroja las siguientes solicitaciones:

Planta	Carga de viento por planta (kN)	Cortante acumulado de planta (kN)
Planta primera	5,86	71,90
Planta segunda	8,07	63,84
Planta tercera	9,27	54,56
Planta cuarta	10,02	44,55
Planta quinta	10,56	33,99
Planta sexta	10,99	23,00
Planta cubiertas	11,35	11,65

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

·Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

·Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

·No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

·El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

·β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

·t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando,d_{ef}

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

Donde:

·$d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

·k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

·d_0 = 7mm

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	0	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	mm

Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,06	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,1	

En el caso de las correas de fachada las comprobaciones de incendio resultan críticas y son las que determinan el dimensionado. Esto es debido a que las secciones están expuestas por las dos caras en la dirección en que son más esbeltas, quedando la sección sin carbonizar realmente debilitada.

Ancho efectivo en caso de incendio (2 caras expuestas)	b_{ef}	0,05	m
Canto efectivo en caso de incendio (1 cara expuesta)	h_{ef}	0,67	m
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{y,fi}$	0,003	m^3
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{z,fi}$	0,00023	m^3

→Capacidad resistente a axil en situación de incendio, $f_{c,0,fi}$

$$f_{c,0,fi} = f_{c,0,g,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

· $f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

· k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

→Capacidad resistente a momento en situación de incendio, $f_{m,fi}$

$$f_{m,y,fi} = f_{m,y,k} \cdot k_{fi} \qquad f_{m,z,fi} = f_{m,z.k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

· $f_{m,k}$ Resistencia a flexión según el eje que corresponda.

· k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Compresión paralela a la fibra en caso de incendio			
Axil de compresión mayorado	$N_{d,fi}$	72	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0,00	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	2374	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a tracción paralela	$f_{c,0,fi}$	38500	kN/m^2
Índice a compresión paralela a la fibra en caso de incendio	$I_{c,0}$	0,06	

Compresión paralela con pandeo en caso de incendio			
Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	2,4	m
Longitud de pandeo	L_k	2,4	m
Momento de inercia de la sección en torno a y	I_y	0,0011	m^4

Área de la sección	A	0,03	m^2
Radio de giro de la sección en torno a y	i_y	0,19	m
Esbeltez en torno a y	λ_y	12,34	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a y	$\lambda_{rel,y}$	0,22	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a y	k_y	0,52	
Coeficiente de inestabilidad en torno a y	χ_{cy}	1,00	
Índice a compresión paralela con pandeo en caso de incendio en y	$I_{c,y,fi}$	0,06	

Coeficiente de pandeo	β	1	
Longitud del elemento comprimido	L	2,4	m
Longitud de pandeo	L_k	2,4	m
Momento de inercia de la sección en torno a z	I_z	0,000005	m^4
Área de la sección	A	0,03	m^2
Radio de giro de la sección en torno a z	i_z	0,01	m
Esbeltez en torno a z	λ_z	185	
Esbeltez de Euler	λ_E	57,19	
Esbeltez relativa en torno a z	$\lambda_{rel,z}$	3,23	
Coeficiente corrector de excentricidad	β_c	0,10	
Coeficiente en torno a z	k_z	5,86	
Coeficiente de inestabilidad en torno a z	χ_{cz}	0,09	
Índice a compresión con pandeo en caso de incendio en z	$I_{c,z,fi}$	0,60	

Compresión paralela con pandeo y flexión esviada en caso de incendio			
Factor de sección	k_m	0,7	
Excentricidad mínima en y	$e_{min,y}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a y por excentricidad	$M_{y,Ed}$	1,3	kN·m
Momento en torno a y por fachada	$M_{y,Ed}$	6,0	kN
Momento mayorado en torno a y	M_y	7,3	kN·m
Tensión de flexión actuante en torno a y	$\sigma_{my,d}$	2141	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a y	$f_{my,d,fi}$	48400	kN/m^2
Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en y	$I_{mc,y,fi}$	0,17	

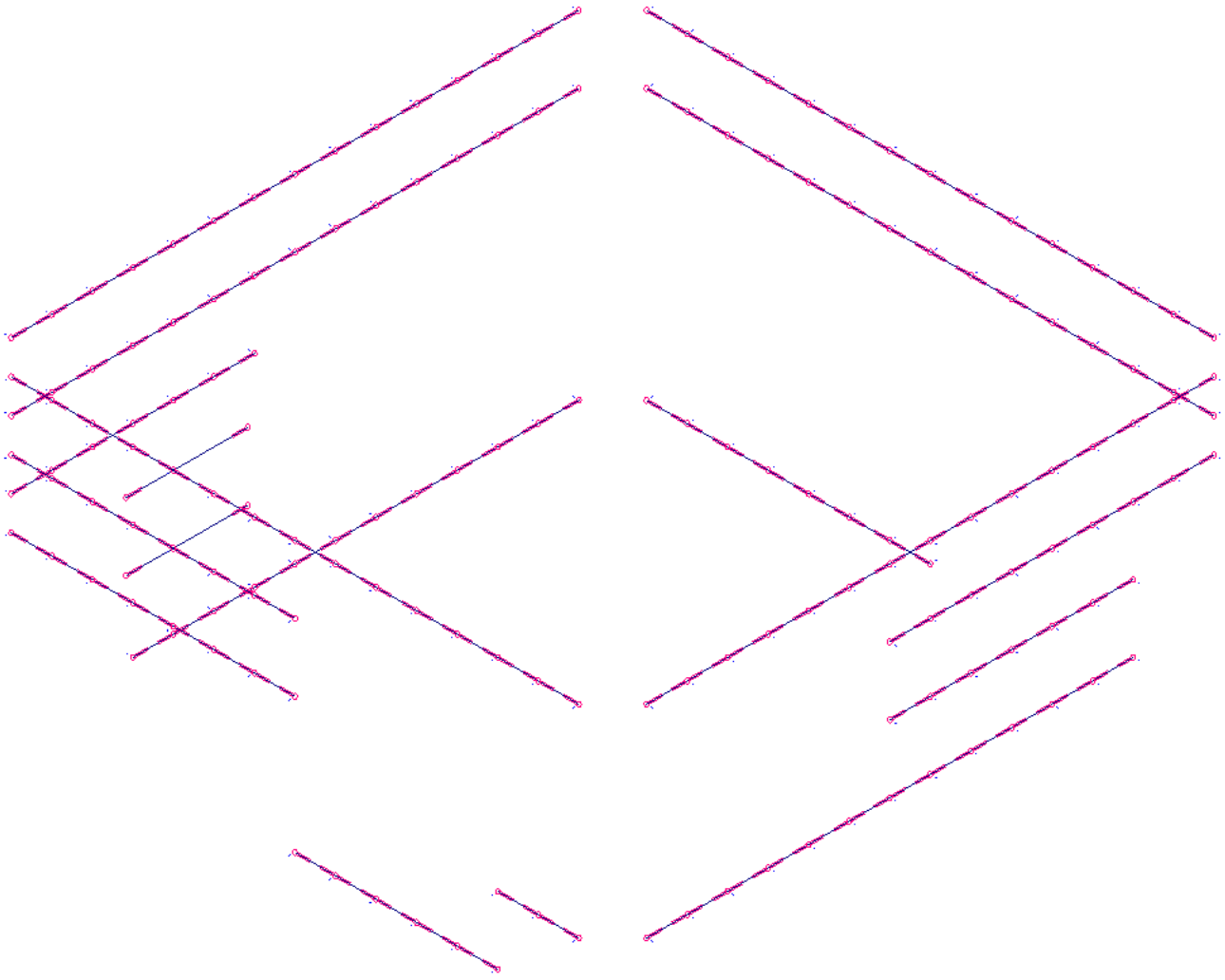
Excentricidad mínima en z	$e_{min,z}$	0,02	m
Momento mayorado en torno a z por excentricidad	$M_{z,Ed}$	1,3	kN·m
Momento en torno a z por fachada	$M_{z,Ed}$	0,0	kN
Momento mayorado en torno a z	M_z	1,3	kN·m
Tensión de flexión actuante en en torno a z	$\sigma_{mz,d}$	5697	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión en torno a z	$f_{mz,d,fi}$	48400	kN/m^2

Índice a compresión con pandeo y flexión en caso de incendio en z	$I_{mc,z,fi}$	0,738

Comentarios al modelo de cálculo

De manera general, el principal propósito de disponer las correas de fachada (al margen de servir de soporte a las carpinterías) es arriostrar los soportes del perímetro en su eje débil, llevando las cargas a través de solicitaciones axiles a los ejes que cuentan con arriostramiento.

Debido a la dificultad de ejecutar nudos empotrados en madera, y considerando el propósito del elemento, es suficiente con diseñar nudos articulados, situación que se refleja en el modelo. En general, la estrategia adoptada es dividir las correas y dejar los soportes pasantes siempre que sea posible. Existen excepciones, en donde las correas se utilizan para arriostrar el eje fuerte de ciertos soportes cuya longitud de pandeo sería inadmisible al tener estos excesiva altura.



Img. 30. Modelo de correas y condiciones de apoyo introducidas.

De nuevo, la comprobación de todas las correas para todas las comprobaciones y para factores de modificación según duración de la carga k_{mod} es una tarea sólo viable mediante la automatización del modelo.

5.6. Diagonales para estabilidad lateral

Elemento escogido

Se escogen diagonales que transcurren desde la planta baja a la primera, al ser las más solicitadas. Como elementos representativos se toman las diagonales del eje 17 que transcurren entre los ejes B y C.



Acciones

En el apartado de soportes de fachada de madera microlaminada se habían visto previamente las solicitaciones de viento para un área tributaria correspondiente a la mitad de fachada comprendido entre la línea de arriostramientos y el núcleo. Las acciones que actúan sobre las diagonales son las mismas, por lo que se recuerdan a continuación:

Planta	Presión de viento (kN/m²)
Planta baja	0,92
Planta primera	1,26
Planta segunda	1,45
Planta tercera	1,57
Planta cuarta	1,65
Planta quinta	1,72
Planta sexta	1,77

Planta cubiertas	1,82

Esfuerzos

Se toma como variable principal para las combinaciones con las que se dimensionan las diagonales el viento, ya que es la acción que causa previsiblemente los mayores esfuerzos.

Los cortantes por planta y acumulados para las acciones de viento anteriores se reflejan en la tabla siguiente.

Planta	Cortante por planta (kN)	Cortante acumulado (kN)
Planta baja	8,8	116,7
Planta primera	12,1	107,9
Planta segunda	13,9	95,8
Planta tercera	15,0	81,8
Planta cuarta	15,8	66,8
Planta quinta	16,5	51,0
Planta sexta	17,0	34,5
Planta cubiertas	17,5	17,5

El equilibrio de los nudos exige que las diagonales tengan unos esfuerzos de tracción proporcionales a la inclinación que adquieren. Al cubrir paños de 2,4m de ancho por 4 de ancho, forman un ángulo respecto a los soportes cercano a los 30º. Se reflejan también los esfuerzos de las diagonales debido a la geometría.

Altura de planta	h	4	m
Ancho entre soportes diagonalizados	b	2,4	m
Longitud de la barra	L	4,7	m
Cortante en planta baja	V_{Ed}	116,7	kN
Reacción horizontal en cada soporte	R_H	58,3	kN
Axil en la diagonal	N_{Ed}	97,2	kN

Propiedades del material

Se disponen diagonales de acero porque se desea minimizar la presencia de las diagonales en fachada. Las diagonales en madera podrían haberse planteado dispuestas en cruz, trabajando alternativamente a compresión una de las dos según la dirección del esfuerzo, o como una única diagonal capaz de trabajar a tracción o compresión. En cualquiera de los casos sería obligado el dimensionado considerando pandeo y a utilizar unas secciones de un espesor mínimo de 17cm, para que quedase algo de sección remanente en caso de incendio, obligando a unas secciones demasiado robustas en comparación a las solicitaciones reales que iban a soportar.

El uso de perfiles de acero permite en este caso hacer una propuesta en cruz, con los elementos trabajando alternativamente a tracción . Esta propuesta de unión sería demasiado arriesgada de hacer en madera, ya que obligaría a realizar uniones paralelas a la fibra con la carga aplicada contra la testa.

Tabla de características para acero estructural

Designación y espesor norminal (mm) · t	S275JR · t ≤ 16	S275JR · 16<t≤40
Límite elástico (MPa) · f_y	275	265
Tensión de rotura (MPa) · f_u	410	410
Alargamiento de rotura (mín. %)	15%	15%
Coeficiente parcial de seguridad para resistencia	γ_{M0}=1,05; γ_{M1}=1,05; γ_{M2}=1,25	
Módulo elástico (E) ·MPa	210000	
Módulo de elasticidad transversal (G)· MPa	81000	
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	
Coeficiente de dilatación lineal (α) · ºC-1	1,2· 10^{-5}	
Densidad (γ) · kg/m^3	7850	
Durabilidad (clase de exposición)	C1 - Diagonales interiores	
	C3 - Elementos exteriores y partes expuestas	
Protección frente a corrosión	Galvanizado en caliente	
	Tratamiento soporte+imp. base+pintura intumescente	
Protección frente a incendios	800 µm	

Propiedades de la sección

Perfil		UPN100	
Peso por metro lineal		8,65	kg/m
Altura	h	100	mm
Ancho	b	50	mm
Ancho del alma	t_w	6	mm
Ancho del ala	t_f	8,5	mm
Radio de acuerdo ala-alma	r_1	8,5	mm
Radio de borde del ala	r_2	4,5	mm
Área	A	13,5	cm^2
Inercia eje fuerte	I_y	206,0	cm^4
Inercia eje débil	I_z	29,3	cm^4
Módulo elástico eje fuerte	$W_{el,y}$	41,2	cm^3
Módulo elástico eje débil	$W_{el,z}$	8,5	cm^3
Módulo plástico eje fuerte	$W_{pl,y}$	49,0	cm^3
Módulo plástico eje débil	$W_{pl,z}$	16,2	cm^3
Radio de giro eje fuerte	i_y	3,9	cm
Radio de giro eje débil	i_z	1,5	cm
Área a cortante	A_{vz}	6,5	cm^2

Comprobación a tracción

Como se realiza una propuesta de diagonales en cruz sólo se espera que trabajen aquellas que queden a tracción según la dirección del esfuerzo de viento, por ello es indispensable que las uniones no tengan holguras.

Axil actuante	N_{Ed}	97,2	kN
Resistencia del acero	f_{yd}	261905	kN
Área de acero necesaria	A_{Ed}	3,71	cm^2
Área de acero	A_{Rd}	13,5	cm^2
Índice de aprovechamiento a tracción	i	0,27	

Justificación en caso de incendio

Para asegurar que estos elementos mantienen su integridad resistente en situación de incendio para unas ciertas cargas de combinación accidental, se propone la utilización del método simplificado de cálculo del Anejo D del CTE DB SI.

En primer lugar se estima el valor de los esfuerzos en situación de incendio. De manera simplificada la normativa permite usar a estos fines el valor

→Factor reductor de efectos de las acciones en caso de incendio, η_{fi}

$$\eta_{fi} = \frac{G_K + \Psi_{1,1} Q_{K,1}}{\gamma_G G_K + \gamma_{Q,1} Q_{K,1}}$$

Donde:

· G_K y $Q_{K,1}$ son las cargas permanentes y de la primera variable respectivamente en valor de cálculo

· γ_G $\gamma_{Q,1}$ Coeficientes de seguridad parcial de las acciones

· $\Psi_{1,1}$ Coeficiente de simultaneidad de la primera variable

	G_K ó $Q_{K,1}$	γ_G $\gamma_{K,1}$	$\Psi_{1,1}$
Peso propio	0	1,35	
Cargas permanentes	0	1,35	
Sobrecarga de viento	78	1,5	0.5
Factor reductor en situación de incendio	η_{fi}	0,33	

→Coeficiente de sobredimensionado de la sección de estudio, μ_{fi}

$$\mu_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

Donde:

· $E_{fi,d}$ Efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio. $E_{fi,d}=E_d \cdot \eta_{fi}$

· $R_{fi,d,0}$ Resistencia del elemento estructural en situación de incendio en el instante inicial t=0, a Tª normal

En esta situación se obtendría un cortante en la base en caso de incendio de 26kN. Repitiendo las operaciones según la geometría del arriostramiento y el equilibrio de nudo, se supone una solicitación axil $E_{fi,d}$=25 kN.

Para la resistencia del elemento en el instante inicial y considerando un coeficiente igual a la unidad, la capacidad a tracción del elemento sería $R_{fi,d,0}$=371kN, por lo que el coeficiente de dimensionado es igual a 0,07.

→Factor de forma, A_m/V

Donde:

A_m Superficie expuesta al fuego del elemento por unidad de longitud

V Volumen del elemento de acero por unidad de longitud

Para el elemento escogido, UPN100 los parámetros anteriores tienen los siguientes valores:

· A_m=0,372 m^2/m

· V=0,00135m^3

· A_m/V=276

Utilizando los nomogramas de APTA para determinar gráficamente la resistencia al fuego de estructuras de acero y entrando con coeficiente k=1 en función de la uniformidad de la distribución de temperaturas (viga con calentamiento en todas sus caras) y un grado de utilización μ=0,1 se obtiene una temperatura crítica de unos 820ºC.

Entrando en los nomogramas con un factor de 276 equivalente al perfil sin proteger, se obtiene que el tiempo capaz de ser resistido es de unos 30 minutos. Es necesario, por lo tanto, disponer una cierta protección, que se opta por disponer como pintura intumescente.

Entrando en el nomograma a la inversa se obtiene de manera aproximada el valor de factor de sección corregido para perfiles protegidos necesario. El valor obtenido es P_{mod}= 1750 W/m^3K.

Se despeja de la fórmula del factor de sección corregido para perfiles protegidos el espesor necesario de la protección, mediante la siguiente expresión:

→Espesor de protección requerido en estructuras metálicas para un determinado tiempo de protección y coeficiente de utilización, d_p

$$d_p = \frac{\frac{A_m}{V} \cdot \lambda_p}{P_{mod}}$$

Donde:

· A_m/V Factor de forma

· λ_p Conductividad térmica del material de protección, en el caso de la pintura intumescente 0,005 W/mK

· P_{mod} Factor de sección modificado para un perfil protegido

Al ser la densidad de la pintura intumescente y el calor específico próximos a 0, se desprecia la contribución de la inercia térmica del material de protección, lo que para los valores anteriormente expuestos arroja un espesor de pintura d_p=788 μm. Se disponen 800 μm.

Utilizando el método simplificado que no considera el aprovechamiento del perfil y contrastando valores con un prontuario de una casa comercial se obtiene que para una protección de 120 minutos sería necesario un espesor de pintura de 6074 μm, que resultaría inadmisible.

Comentarios al modelo de cálculo

Los arriostramientos se modelan como biarticulados.

La comprobación de todos los elementos para todas las combinaciones puede realizarse mediante las herramientas de cálculo que ofrece el programa. En el siguiente diagrama se muestran los índices de aprovechamiento. Como ya se ha comentado anteriormente, estas barras están muy holgadas, ya que para resistir incendio se cuenta con la infrautilización del elemento como remanente resistente.

5.7. Viga recíproca de madera microlaminada

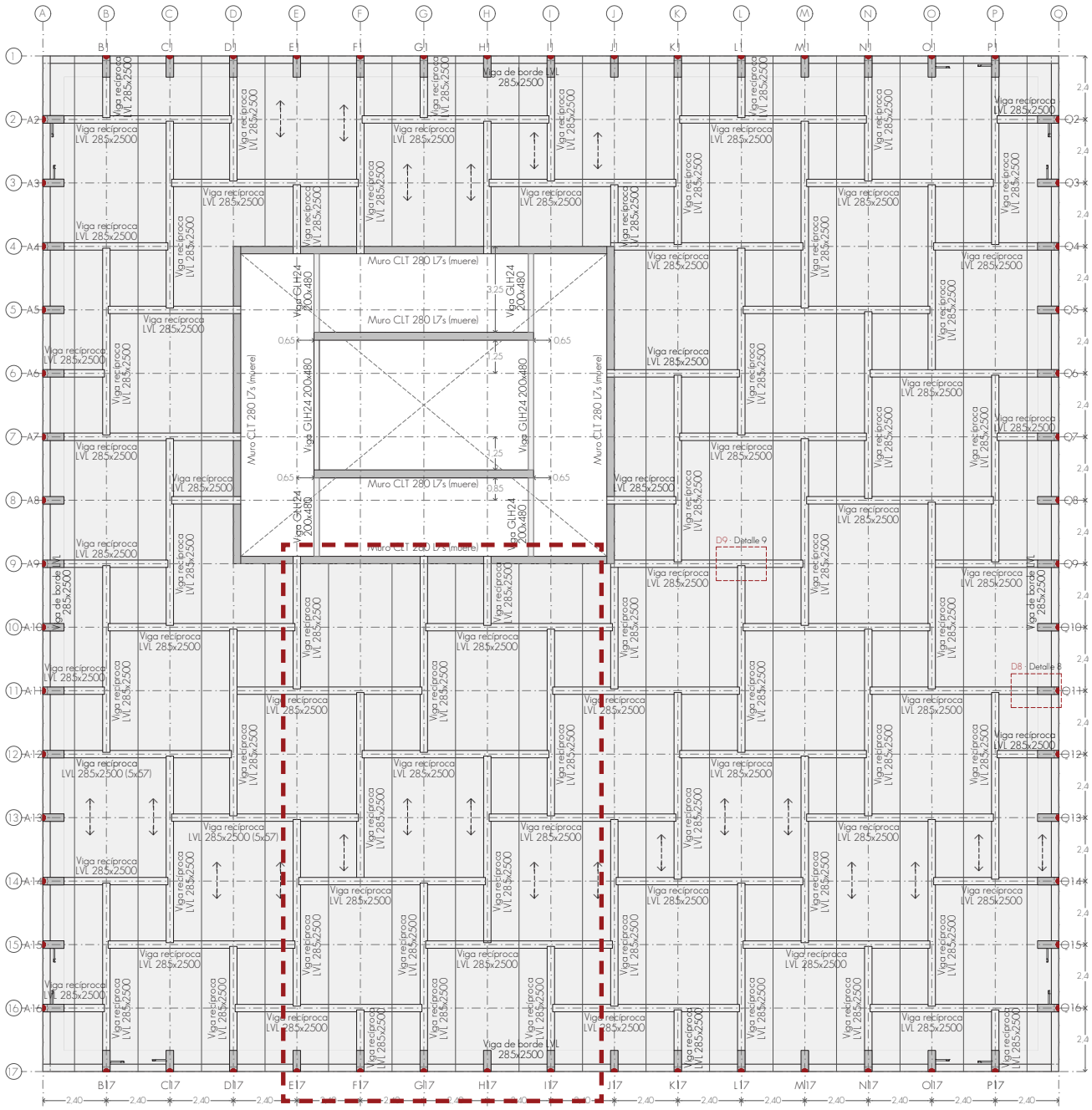
Elemento escogido

La singularidad del sistema estructural no hace posible aislar una única pieza para el análisis por separado de la misma, ya que las estructuras recíprocas basan su funcionamiento en que cada elemento es sustentado y sirve a su vez de sustento a otros que se encuentran en su mismo orden de transmisión de cargas.

De manera simplificada, para realizar una primera aproximación al estudio de estos elementos, va a utilizarse como luz estructural aquella entre elementos que no pertenezcan al sistema, es decir, la luz entre el núcleo de comunicaciones y los soportes perimetrales.

Ha de señalarse que debido a la configuración en 2 direcciones de la propuesta, se espera que el conjunto tenga un comportamiento bidireccional en la mayor parte de la superficie de cubierta. La propia distribución de la carga va a depender en gran medida de la geometría, difícilmente evaluable mediante procedimientos simplificados debido a la configuración de núcleo descentrado en la planta. Por este motivo, y como a nivel de comprobaciones manuales se pretende únicamente obtener un canto capaz de resistir las solicitaciones necesarias con la rigidez suficiente para no generar problemas de deformación va a estudiarse en una única dirección.

Se toma la luz más importante de la cubierta, de 19,2m. Se propone estudiar el eje G para que sea capaz de resistir el esfuerzo prescindiendo por el momento del análisis en dos direcciones. El comportamiento del conjunto y el dimensionado final se contrastará con el modelo introducido en Robot.



Img. 31. Tramo de cubierta recíproca escogido para el cálculo manual.

Acciones

Las acciones sobre el forjado de cubierta y el peso propio del mismo se estiman como es habitual como una carga repartida superficialmente, en función de la solución constructiva adoptada. De la cubierta quedaría únicamente por valorar el peso propio de la estructura recíproca.

Para valorar el peso de la estructura recíproca se miden los metros lineales de viga, se multiplican por el canto y el ancho para obtener el volumen total de m^3 de estructura dispuestos, se multiplica por el peso específico de la madera microlaminada y finalmente se divide por el área total de la cubierta para obtener la repercusión por m^2 que tiene la estructura sobre la misma.

En este caso se obtienen 741,6 metros lineales en vigas, y considerando un canto de 2,5m y un espesor comercial de Kerto-S de 0,285m, se obtiene un volumen de 528,4m^3. La densidad de la madera microlaminada es de unos 510 kg/m^3, por lo que se obtiene un peso total en estructura de 2695 kN, que repartidos en un área de 1302m^2 resulta en unos 2,07 kN/m^2; a los que habría que sumar el peso propio de la losa de CLT superior para obtener el peso propio total de la estructura de cubierta.

Las acciones consideradas se resumen a continuación:

Acción	g_k ó q_k (kN/m^2)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carga permanente	5,07	1,35	-	-	-
Cubiertas accesibles para mantenimiento (G)	1	1,5	0,00	0,00	0,00
Altitudes ≤ 1000 m	0,3	1,5	0,5	0,20	0,00
Viento de presión	0,2	1,5	0,60	0,50	0,00
Viento de succión	-0,7	1,5	0,60	0,50	0,00
Total	6,57				

Es importante destacar en este punto que no existe ninguna combinación para la cual pueda producirse la inversión de esfuerzos, ya que si se compara el viento de succión como única variable mayorada contra las cargas permanentes, sobre las que se aplicaría un coeficiente parcial de seguridad del material favorable de 0,8; las cargas permanentes seguirían siendo mayores al viento de succión:

$\gamma_G \cdot G_k > \gamma_{k,1} \cdot Q_{k,1} \rightarrow 0{,}8 \cdot 4{,}33 > 1{,}5 \cdot 0{,}7 \rightarrow 3{,}46 > 1{,}05$

La importancia de esta comprobación reside en que permite asegurar que las partes comprimidas de las vigas y del conjunto de la estructura recíproca tiene la luz de pandeo debidamente coartada, ya que se encuentra sujeta a intervalos cortos con el tablero de CLT que está sobre ellas y con las vigas transversales

Esfuerzos

Como ya se ha explicado anteriormente, a efectos de comprobaciones manuales se va a considerar únicamente el funcionamiento en una dirección de la estructura. Como tampoco es posible asegurar el empotramiento en las uniones en madera se opta por partir de una condición de contorno global de articulado-articulado para la estructura recíproca.

Se toma la combinación que tiene el uso como variable principal. Al no ser una variable concomitante con las demás, sólo se considera esta. El uso de mantenimiento sigue siendo una hipótesis más desfavorable que considerar la nieve y el viento juntas.

→Momento y cortante para viga isostática, $M_{y,d}$ y $V_{z,d}$

$$M_{y,d} = \frac{q \cdot L^2}{8} \qquad V_{z,d} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Donde:

·$M_{y,d}$ Momento en valor de cálculo

·$V_{z,d}$ Cortante en valor de cálculo

·q Carga repartida sobre la viga, mayorada o en servicio según el caso

·L luz de cálculo

Acciones y solicitaciones	Intereje (m)	Luz (m)	M_k (kN·m)	M_d (kN·m)	V_k (kN)	V_d (kN)
Carga permanente			1403	1894	292	395
Cubiertas mantenimiento			276	415	58	86
Altitudes ≤ 1000 m	6,00	19,2	83	0	17	0
Viento			55	0	12	0
Total			1818	2309	379	481

De la geometría de la cubierta en su apoyo en el perímetro se extrae que no todos los ejes principales coinciden con vigas recíprocas, ya que sólo reciben vigas 3 de cada 5 soportes, (el patrón de la cubierta se

repite cada 5 módulos). Además, de las 3 vigas que hay en cada unidad del patrón, una de ellas apenas recibe carga.

Además, contrastando los resultados con el modelo alámbrico en Robot se observa como particularidad de la estructura recíproca que los mayores cortantes aparecen en centro de vano, como consecuencia del abrochalamiento reiterado de las piezas. Este cortante puede llegar a alcanzar un valor de 945kN.

En lo referente al momento de vano, el momento calculado a mano e indicado anteriormente está ligeramente por encima del obtenido en el modelo informático, quedando también cubierto el cortante en los apoyos.

Propiedades del material

Madera empleada	LVL-S		
Tipo de madera	Madera microlaminada		
Flexión	$f_{m,g,k}$	44	N/mm^2
Tracción paralela a la fibra	$f_{t,0,g,k}$	35	N/mm^2
Tracción perpendicular a la fibra	$f_{t,90,g,k}$	0,8	N/mm^2
Compresión paralela a la fibra	$f_{c,0,g,k}$	35	N/mm^2
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{c,90,g,k}$	6	N/mm^2
Cortante (cortadura y torsión)	$f_{v,g,k}$	4,1	N/mm^2
Resistencia al cortante de rodadura	$f_{r,g,k}$	-	N/mm^2
Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	13800	N/mm^2
Módulo de elasticidad característico flexión paralela a la fibra (5% percentil)	$E_{0,g,05}$	11600	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra	$E_{90,g,mean}$	430	N/mm^2
Modulo de elasticidad perpendicular a la fibra (5% percentil)	$E_{90,g,05}$	350	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{g,mean}$	600	N/mm^2
Módulo de elasticidad transversal medio (5% percentil)	$G_{g,05}$	400	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura medio	$G_{r,g,mean}$	-	N/mm^2
Módulo de cortante de rodadura característico (5% percentil)	$G_{r,g,05}$	-	N/mm^2
Densidad característica (5% percentil)	$r_{g,k}$	480	kg/m^3
Densidad media	$r_{g,mean}$	510	kg/m^3

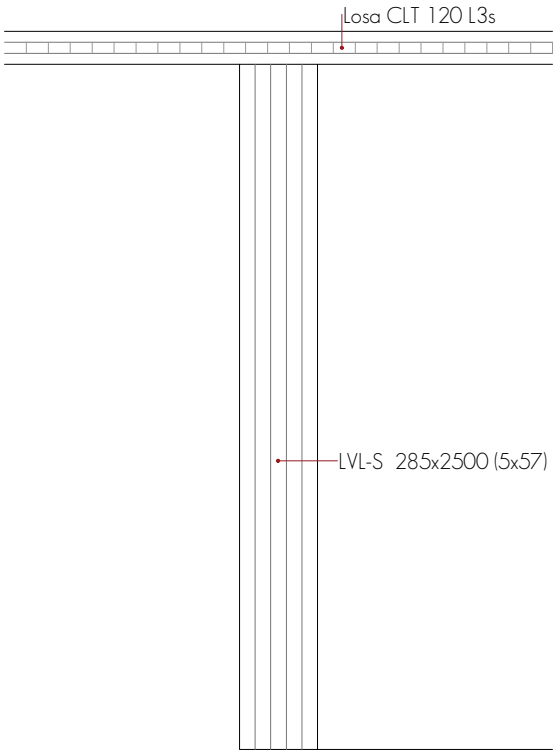
Además hay que considerar lo siguientes factores y coeficientes que pueden afectar a las propiedades mecánicas y resistentes del material, así como a otras consideraciones del cálculo o de seguridad.

Clase de servicio	Interior (cubierto y cerrado). H< 12%	1	
Duración de la carga	< 1 semana	Corta	
Coeficiente parcial del material madera contralaminada	γ_M	1,20	
Factor modificador	k_{mod}	0,90	
Factor de carga compartida	k_{sys}	1	
Factor de volumen (tracción perpendicular a la fibra)	k_{vol}	1	
Volumen de comparación	V_0	0,01	m^3
Volumen de la zona considera en la comprobación	V	0,01	m^3

Factor de tamaño	k_h	1,00	

Propiedades de la sección

Secciones estándar de madera microlaminada		57	mm
Número de capas en soporte combinado		5	uds
Ancho de la pieza	b	0,285	m
Altura de la pieza	h	2,5	m
Módulo resistente elástico en torno a y	W_y	0,297	m^3
Módulo resistente elástico en z	W_z	0,034	m^3



Img. 32. Sección de viga recíproca de cubierta y tablero de CLT superior.

Comprobación a flexión con vuelco

El borde superior se supone arriostrado eficazmente gracias a la losa de CLT que tiene encima, la cual va atornillada regularmente a las vigas. Además, las vigas transversales coartan la luz de pandeo cada 1,2m.

Para piezas arriostradas a intervalos regulares en el borde superior, el CTE especifica que deben tomarse los parámetros del cálculo de vuelco de la siguiente manera: "*Generalmente, el sistema de arriostramiento en vigas de cierta luz inmoviliza varios puntos intermedios y no son aplicables directamente estos casos. En el caso de vigas biapoyadas esta comprobación se realiza para el tramo arriostrado, donde el momento es mayor, tomándose como distancia entre secciones arriostradas la correspondiente al tramo central, con* β_v*=1, como si el momento fuera constante.*"

Las expresiones propuestas para el cálculo son las siguientes:

→Longitud efectiva de cálculo a vuelco, l_{ef}

$$l_{ef} = C_v \cdot (l + 2h)$$

Donde:

·β_v Coeficiente que define la longitud eficaz a vuelco lateral dependiendo de las condiciones de apoyo y la ley de cargas

·h Canto de la viga

→Tensión de cálculo actuante, $\sigma_{m,crit}$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2}{h l_{ef}} \sqrt{E_{0,05} G_{0,05} \left(1 - \frac{0,63b}{h}\right)}$$

Donde:

·b Ancho de la viga

·h Canto de la viga

·l Longitud entre puntos de arriostramiento. Se incrementará en 2h si la carga se aplica en el borde superior

·l_{ef} Longitud efectiva de cálculo a vuelco lateral

·β_v Coeficiente que define la longitud eficaz a vuelco lateral dependiendo de las condiciones de apoyo y la ley de cargas

·$E_{0,k}$ Módulo de elasticidad longitudinal característico

·$G_{0,k}$ Módulo de elasticidad transversal característica

→Esbeltez relativa con vuelco, $\lambda_{rel,m}$

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

Donde:

·$f_{m,d}$ Resistencia a flexión

·$\sigma_{m,crit}$ Tensión de cálculo actuante

→Coeficiente reductor final por vuelco, k_{crit}

$$\lambda_{rel,m} < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$0,75 \leq \lambda_{rel,m} < 1,40 \rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$$

$$1,40 < \lambda_{rel,m} \rightarrow k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2}$$

Donde:

·$\lambda_{rel,m}$ Esbeltez relativa a flexión

→Comprobación a flexión con vuelco mediante índice de aprovechamiento, $i_{m,y}$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

Donde:

· $\sigma_{m,crit}$ Tensión de cálculo actuante

· k_{crit} Coeficiente reductor final por vuelco

· $f_{m,d}$ Resistencia a flexión

Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,d}$	7776	kN/m²
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,d}$	33000	kN/m²
Posición de aplicación de la carga	Cara superior		
Coeficiente de vuelco lateral	βv	1,000	
Longitud máxima sin arriostrar	L	2,40	m
Longitud efectiva a vuelco lateral	L_{ef}	7,40	m
Tensión de flexión crítica a vuelco lateral	$\sigma_{m,cr}$	28625	kN/m²
Esbeltez relativa a flexión	$\lambda_{rel,m}$	1,24	
Coeficiente reductor de resistencia por vuelco lateral	k_{crit}	0,63	
Índice de aprovechamiento a flexión sin considerar vuelco lateral	$I_{m,y}$	0,24	
Índice de aprovechamiento a flexión considerando vuelco lateral	$I_{m,y}$	0,37	

Comprobación a cortante

→Tensión tangencial actuante, τ_d

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

Donde:

· V_d Cortante actuante en valor de cálculo

· b_{ef} Ancho efectivo de la sección. $b_{ef}=k_{cr} \cdot b$

· h Canto de la sección

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

· k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

· $f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

· γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

K_{cr} cortante otros productos derivados de la madera	K_{cr}	1	
Ancho eficaz de la pieza en flexión (influencia fendas)	b_{ef}	0,215	m

Canto de la zona rebajada	h_{ef}	2,50	m
Cortante de cálculo	V_d	945	kN
Tensión tangencial actuante	τ_d	2637	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	f_{vd}	3075	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	I_v	0,86	

El cortante anterior muestra la zona más debilitada por las entalladuras realizadas en la pieza al acometer una viga transversal.

Comprobaciones en caso de incendio

Para las comprobaciones en caso de incendio se consideran las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso de incendio.

Los efectos durante la exposición al incendio se determinan mediante combinaciones correspondientes a una situación extraordinaria (ver apartado de combinaciones de esta memoria).

Para la determinación de las resistencias se va a utilizar el método propuesto en el Anejo E del CTE DB SE-M de la sección reducida, considerando las hipótesis que el propio anejo señala:

·Sólo se analizan elementos estructurales individualmente, y no la estructura global.

·Las condiciones de contorno y apoyo para el elemento estructural se corresponden con las adoptadas para temperatura normal.

·No es necesario considerar las dilataciones térmicas de l madera.

·El factor k_{mod} se toma igual a la unidad.

Los parámetros necesarios y la formulación utilizada en las comprobaciones se resume a continuación:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

·β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

·t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando,d_{ef}

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

Donde:

·$d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

·k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

·d_0 = 7mm

Continuando con el ejemplo, se muestran a continuación los parámetros para dicho elemento. Como se explica en el apartado materiales de bases de cálculo, el barniz intumescente cubre los efectos del incendio durante los 30 primeros minutos teniendo únicamente que justificar otros 90minutos como madera no protegida:

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min
Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,07	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,10	

Una vez hallada la profundidad efectiva de la carbonización, se resta al volumen resistente del elemento analizado en todas las caras que estén expuestas y se vuelven a hallar los parámetros mecánicos y resistentes de la sección reducida.

El elemento comentado queda expuesto en sus caras laterales e inferior, resultando en una importantísima perdida de ancho en caso de incendio, y convirtiéndose la comprobación de flexión con consideración de efectos de inestabilidad por vuelco lateral crítica.

Ancho efectivo en caso de incendio (2 caras expuestas)	b_{ef}	0,145	m
Canto efectivo en caso de incendio (1 cara expuesta)	h_{ef}	1,93	m
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{y,fi}$	0,090	m^3
Módulo elástico en caso de incendio	$W_{z,fi}$	0,007	m^3

Las cargas consideradas son las mismas que para la combinación persistente o transitoria. Las solicitaciones se hallan con las mismas fórmulas de momento y cortante utilizadas para las comprobaciones anteriores, únicamente varían los coeficientes de seguridad parciales y los de simultaneidad.

Acciones y solicitaciones	Intereje (m)	Luz (m)	M_{fi} (kN·m)	V_{fi} (kN)
Carga permanente			1403	292
Cubiertas mantenimiento			0	0
Altitudes ≤ 1000 m	6,00	19,20	0	0
Viento			0	0
Total			1403	292

→Capacidad resistente a momento, $f_{m,fi}$

$$f_{m,fi} = k_{sys} \cdot f_{m,k} \cdot k_{fi}$$

Donde:

· k_{sys} factor de carga compartida según 2.2.1.2 del CTE DB SE-M

· $f_{m,k}$ tensión resistente característica del material a flexión

· k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Tensión de flexión actuante	$\sigma_{m,fi}$	9831	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a flexión	$f_{m,fi}$	48400	kN/m^2
Posición de aplicación de la carga	Cara superior		

Coeficiente de vuelco lateral	β_v	1	
Longitud máxima sin arriostrar	L	1,20	m
Longitud efectiva a vuelco lateral	L_{ef}	6,06	m
Tensión de flexión crítica a vuelco lateral	$\sigma_{m,cr}$	10426	kN/m^2
Esbeltez relativa a flexión	$\lambda_{rel,m}$	2,05	
Coeficiente reductor de resistencia por vuelco lateral	k_{crit}	0,237	
Índice de aprovechamiento a flexión simple en caso de incendio	$I_{m,y,fi}$	0,20	
Índice aprovechamiento a flexión +vuelco lateral en caso de incendio	$I_{m,y}$	0,86	

Las comprobaciones de cortante utilizan la misma formulación que en la combinación persistente. Únicamente cambian las cargas, la geometría resistente tras carbonizarse el exterior del elemento y las propiedades de rigidez que están multiplicadas por k_{fi}.

→Capacidad resistente a cortante en situación de incendio, $f_{V,fi}$

$$f_{V,fi} = f_{V,Rk} \cdot k_{fi}$$

Donde:

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·k_{fi} coeficiente para características de rigidez del material en caso de incendio

Kcr cortante otros productos derivados de la madera	K_{cr}	1	
Ancho eficaz de la pieza en flexión	b_{ef}	0,15	m
Cortante en situación accidental	V_{fi}	292,27	kN
Tensión tangencial actuante	τ_{fi}	1244	kN/m^2
Resistencia mayorada a cortante	$f_{v,fi}$	4510	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a cortante	$I_{v,fi}$	0,28	

Deformaciones

Se utilizan las mismas acciones que para las comprobaciones de estados límite últimos con las consideraciones expuestas en el apartado de combinaciones para los distintos requisitos de deformación establecidos por la normativa.

Se consideran los efectos de la flecha diferida para las cargas permanentes y la parte cuasipermanente de la carga de uso. En primer lugar se hallan las flechas instantáneas por separado para cada acción, combinándose de la siguiente manera:

→Flecha por integridad (combinación característica),W_{act}

Diferida de permanentes + instantánea y diferida de variables

$$W_{act} = W_g \cdot k_{def} + w_{q1} + \Psi_{2,1} \cdot W_{q1} \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{0,i} \cdot W_{qi} + \Psi_{0,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right)$$

→Flecha por comfort (combinación característica),W_{inst}

Instantánea de cargas variable

$$W_{inst} = W_{q1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot W_{q,i}$$

→Flecha por apariencia (combinación casi permanente),$W_{net,fin}$

Instantánea y diferida de todas las cargas

$$W_{net,fin} = W_g + W_g \cdot k_{def} + \sum \left(\Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} + \Psi_{2,i} \cdot W_{q,i} \cdot k_{def} \right) - W_c$$

Donde:

·W_g Flecha instantánea debida a cargas propias y permanentes

·W_{q1} Flecha instantánea debida a la variable principal

·W_{qi} Flecha instantánea debida a las variables secundarias concomitante

·W_c Contraflecha

·Ψ_0, Ψ_1 y Ψ_2 Coeficientes de simultáneidad

·k_{def} Coeficiente de fecha diferida para la madera

Para el cálculo de flechas instantáneas se ha considerado la formulación habitual para viga biarticulada. Por otra parte, y como los elementos van holgados se han considerado únicamente las capas longitudinales.

→Flecha instantánea, W_{inst}

$$W_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Donde:

·q Carga lineal por metro de viga en valor de servicio

·l Longitud de la viga

·E Módulo elástico

·I Inercia de la sección

k_{def}	Madera microlaminada	0,6	
Contraflecha (m)	-	0	mm
Flechas instantáneas			
Flecha instantánea permanente	w_g	11	mm
Flecha instantánea primera variable	w_{q1}	2	mm
Flecha por integridad de los elementos constructivos			
Flecha resultante		8	mm
Flecha admisible	L/500	38	mm
Índice de aprovechamiento		0,22	
Comfort de los usuarios			
Flecha resultante		2	mm
Flecha admisible	L/350	55	mm
Índice de aprovechamiento		0,04	
Apariencia de la obra			
Flecha resultante		17	mm

Flecha admisible	L/300	64 mm
Índice de aprovechamiento		0,26 mm

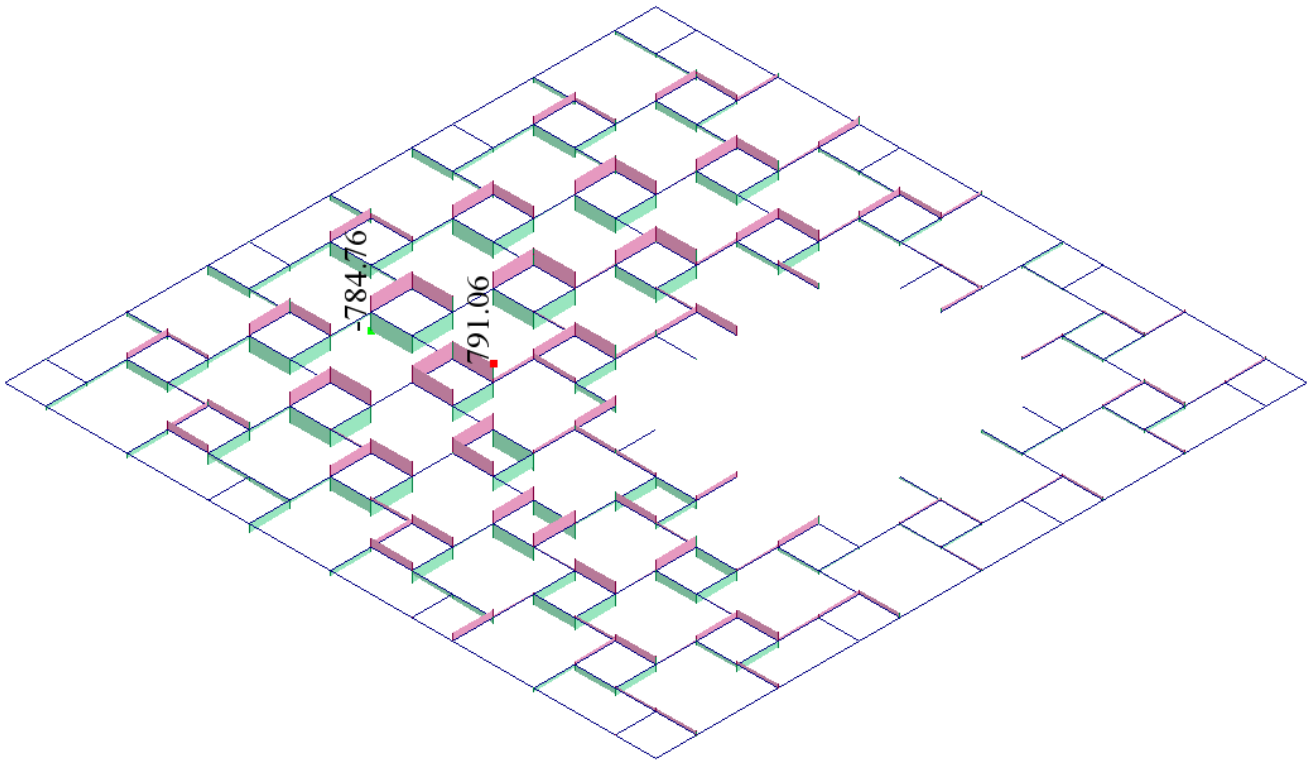
Puede apreciarse que son elementos de inercia desproporcionada y que la deformación apenas es significativa.

Comentarios al modelo de cálculo

Para el estudio de la transmisión de cargas entre el entramado de vigas de cubierta se realizan dos modelos independientes.

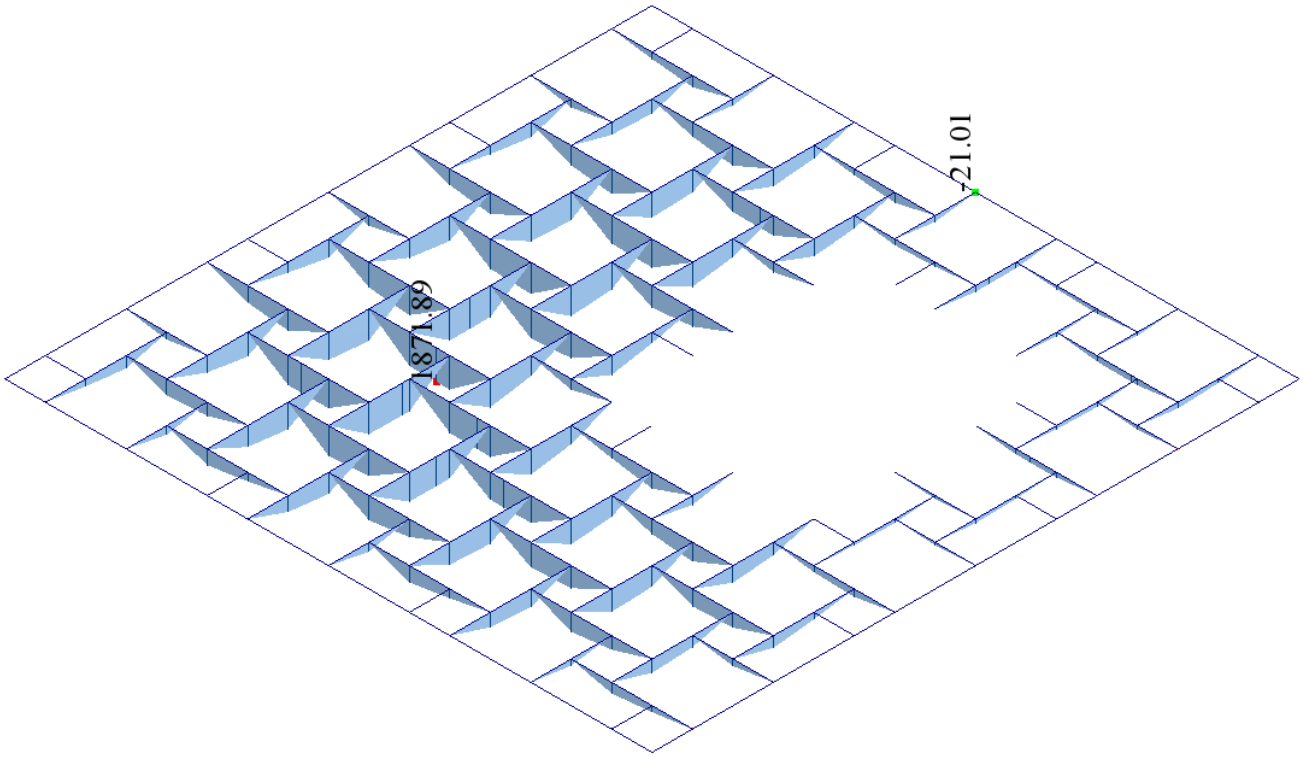
En el primero de los modelos se asimilan las vigas recíprocas a barras con los extremos biarticulados. Este modelo permite obtener unos diagramas claros de comportamiento del conjunto y solicitaciones de los elementos con los que poder abordar un dimensionado.

En este modelo se pudo observar que si bien, los cortantes de los extremos se correspondían con las reacciones esperables a uno y otro lado del paño que salva la cubierta, el abrochalamiento recursivo de la geometría conducía a que los cortantes tendían a incrementarse hacia el centro del vano, al contrario de lo que ocurre en estructuras convencionales.



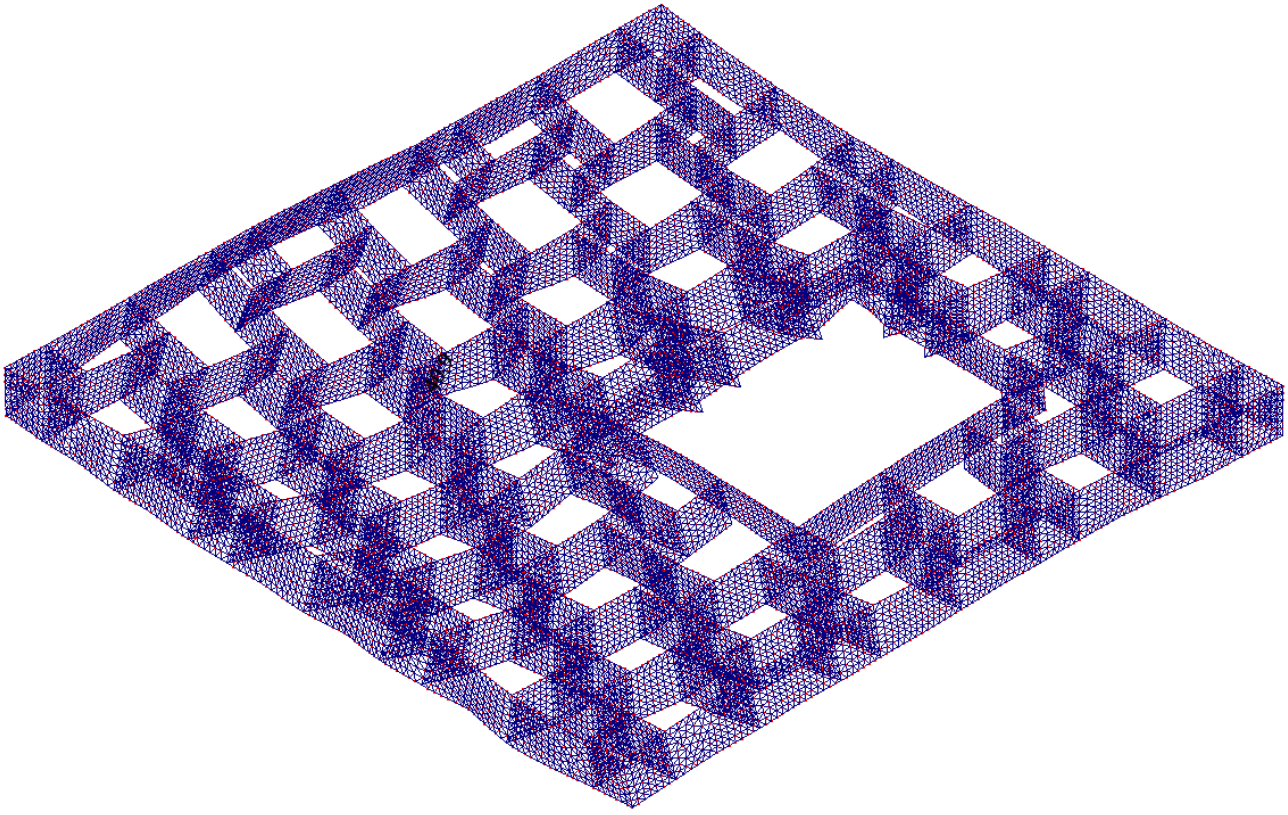
Img. 33. Diagrama de cortantes en kN de las vigas recíprocas de cubierta.

Los momentos para cada barra se corresponden con lo esperable para vigas biapoyadas que reciben cargas puntuales a tercios de la luz, produciéndose un incremento hacia el centro del paño de los valores alcanzados.



Img. 34. Diagramas de momentos en kN·m para cubierta recíproca para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SUg+0,75N)

La opción introducida en el modelo de cálculo general, sin embargo, apuesta por asimilar las vigas de la cubierta recíproca a paneles de elementos finitos, pues tienen unas proporciones que se asimilan más a una superficie que una barra. De esta manera, el modelo general no es sólo capaz de reducir la altura de pandeo de los soportes y muros (no despreciable ya que las vigas tienen un canto considerable) si no que también reproduce mejor el comportamiento en deformación bajo cargas verticales, al poder incorporarse fácilmente el tablero superior al modelo y al tener los elementos un canto a través del que transmitir los esfuerzos de manera repartida a las barras adyacentes.

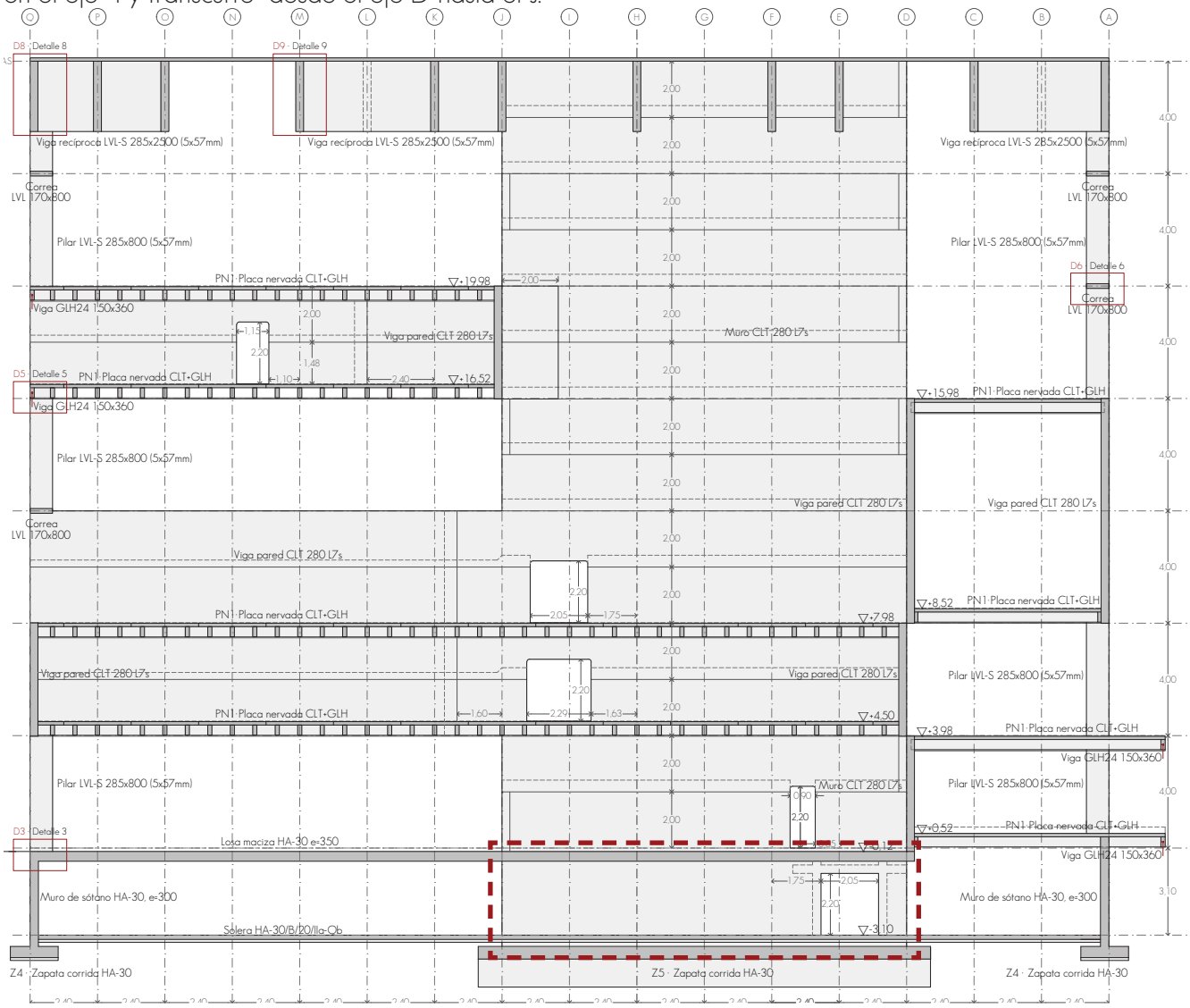


Img. 35. Deformaciones en mm de la cubierta recíproca para la combinación 300 (1,6PP+1,6CP+1,18SUa+1,36SUc)

5.8. Muro de hormigón armado en núcleo de comunicaciones

Elemento escogido

Se van a realizar las comprobaciones bajo el muro del núcleo de CLT anteriormente verificado, el que está en el eje 4 y transcurre desde el eje D hasta el J.



Img. 36. Localización del muro de nucleo de hormigón armado escogido para calcular manualmente, en el eje 4.

Acciones

A las cargas transmitidas por forjados y vigas pared, se suman las acciones que aparecen en la planta baja. Resultando en los siguientes valores:

Plantas	Área (m^2)	Área escalera (m^2)	Área tributaria vigas pared (m^2)	Categoría	Carga, q_k (kN/m^2)	Carga, q_d (kN/m^2)
Planta baja	63,4	9,69		PP	8,75	11,81
				CP	4,40	5,94
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50

Planta 1ª	51,84	19,38	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 2ª	51,84	9,69	36	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 3ª		19,38	60	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 4ª		9,69	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 5ª		9,69	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 6ª		19,38		PP	1,00	1,35
				CP	2,50	3,75
				Instalaciones (F)	10,00	15,00
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,05
Planta cub.	190			PP	0,93	1,26
				CP	2,50	3,38
				Mantenimiento (G)	1,00	1,50
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,23

Las acciones horizontales transmitidas por el muro de CLT inmediatamente superior serían las que ya se han comprobado para dicho elemento, por lo que considerando que bajo rasante no van a incrementarse, y que es en esta planta donde aparece por primera vez un forjado continuo que cubra toda la planta y que es capaz de repartir los esfuerzos horizontales no sólo a los pilares de la planta, si no a lo muros de contención perimetrales, no se considera que los esfuerzos horizontales puedan resultar críticos, especialmente considerando que no lo han sido en las plantas superiores, por lo que no van a comprobarse.

El peso por metro lineal de las vigas pared, considerando una densidad de 4,2 kN/m^3 sería el siguiente:

	G_k (kN/m)	G_d (kN/m)
Viga de planta 1 a 3	4,7	6,34
Viga de planta 4 a 5	9,4	12,7

Esfuerzos

Con las cargas anteriores se obtienen los siguientes axiles

Plantas	Categoría	Axil, N_d (kN)

Planta baja	PP	863
	CP	434
	Zonas destinadas al público (C)	548
Planta primera	PP	226
	CP	339
	Zonas destinadas al público (C)	1254
Planta segunda	PP	132
	CP	197
	Zonas destinadas al público (C)	731
Planta tercera	PP	107
	CP	161
	Zonas destinadas al público (C)	595
Planta cuarta	PP	143
	CP	214
	Zonas destinadas al público (C)	793
Planta quinta	PP	143
	CP	214
	Zonas destinadas al público (C)	793
Planta sexta	PP	26
	CP	73
	Cubiertas transitables (F)	291
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	1
Planta séptima	PP	240
	CP	641
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	285
	Altitudes ≤ 1000 m	43
Total axil en base (carga puntual)		9486

A los axiles anteriores habría de añadir el peso de las vigas pared, obtenido como el cortante de las mismas en el extremo empotrado. El cortante equivale a 5/8 de la carga total, para vigas de 16m se obtiene:

	N_k (kN)	N_d (kN)
Viga de planta 1 a 3	94	127,0
Viga de planta 4 a 5	47	63,0

También hay que considerar el peso propio del propio muro:

	N_k (kN)	N_d (kN)
Peso propio del muro	474	640,0

En total se obtiene un axil de 10316 kN, que divididos entre la longitud del muro de 14,4 muros suponen unos 716,4 kN/m.

La instrucción del hormigón no contempla la comprobación de compresión simple, debiendo siempre

considerarse una excentricidad en la aplicación de la carga mínima. En este caso, como se utiliza un muro de 30cm, se cogen 2cm, lo que supone un momento de 14 kN·m, actuando en el eje débil del muro.

Se va a considerar además la existencia de momentos por cargas horizontales transmitidas por el núcleo. Considerando que los momentos dejan de incrementarse por debajo de rasante (ver acciones de viento y obtención de momentos en muro de CLT) al no haber viento y que la carga está más centrada debido al incremento de axil que generan las cargas en planta baja se esperan tracciones menores:

Axil actuante	N_d	10316	kN
Momento actuante	M_d	26053	kN·m
Excentricidad de aplicación de la carga	e	2,52	m
Excentricidad máxima para que no existan tracciones (tercio central)	e_{max}	2,40	m

Lo que resultaría en las siguientes tracciones y compresiones por metro en el muro:

→Tensión de axil máxima y mínima por concomitancia de momento, $\sigma_{0,d}$

$$\sigma_{0,d} = \frac{N_d}{L} \pm \frac{6 \cdot M_d}{L^2}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·L Longitud del muro

·M_d Momento actuante en el plano del muro

Incremento de axil máximo por existencia de momento		753	kN/m
Compresión máxima	N_d^+	1469	kN/m
Tracción máxima	N_d^-	-36,6	kN/m

Tracciones que podrían cubrirse fácilmente con 1Ø8/20cm y que queda holgadamente cubierto por la cuantía mínima exigibles a muros.

Propiedades del material

Debido a la previsible exposición al ambiente aéreo marino por la proximidad del edificio a la costa se utiliza hormigón HA-30/B/20/IIIa.

Se indican únicamente las propiedades que se consideran relevantes para las comprobaciones del elemento en cuestión:

Elemento estructural		Soportes y losa PB	
Designación		HA-30/B/20/IIIa	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIIa	
Clase específica de exposición		-	
Vida útil		50	años

Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	35 (25+10)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		300	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

Propiedades de la sección

Se dispone un muro de 30cm de espesor.

→ Cuantía geométrica mínima:

· Armadura horizontal en cada cara: 1,6 ‰· A_c=4,8cm^2 → 1Ø12c/20cm

· Armadura vertical en cada cara: 0,9 ‰· A_c=2,7cm^2 → 1Ø10c/20cm

→Cuantía mecánica vertical en compresión simple o compuesta

· Área mínima total en las dos caras: A'_s=0,1·N_d / $f_{yc,d}$=1,6cm^2

· Área máxima total en las dos caras: A'_s=f_{cd}· A_c/$f_{yc,d}$= 117cm^2

Puede observarse que en ningún caso la cuantía mecánica es limitativa.

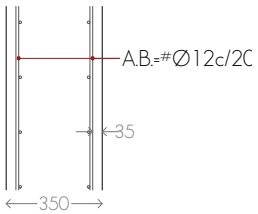
Por otra parte, se han de tener en cuenta las siguientes limitaciones respecto al armado en secciones sometidas a compresión simple o compuesta:

→Separación entre barras longitudinales consecutivas, s

· s ≤30cm

· s ≤3·b=90cm

En consecuencia, se parte como mínimo del siguiente armado en ambas caras: #1Ø12c/20cm



Img. 37. Sección de muro de hormigón armado.

Longitud del muro	L	14,4	m
Espesor del muro	b	0,3	m
Altura libre del muro	H	4	m
Área	A_c	4,32	m^2
Inercia en z	I_z	74,6	m^4
Inercia en y	I_y	0,032	m^4
Módulo resistente elástico en torno a y perpendicular a compresión	W_z	0,22	m^3
Módulo resistente elástico en torno a z perpendicular a compresión	W_y	10,37	m^3

*Los valores anteriores se proporcionan por toda la longitud del muro y no por metro

Comprobación a flexión compuesta

Para la comprobación se van a utiliza el método simplificado mediante curvas adimensionales para secciones rectangulares propuesto en el libro Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo).

→Axil adimensional, ν

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·A_c Área de la sección de hormigón (se toma 1m de ancho de muro)

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

→Momento adimensional, μ

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Donde:

·M_d Momento actuante

·A_c Área de la sección de hormigón (se toma 1m de ancho de muro)

·h Canto de la sección (en este caso espesor del muro)

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

→Cuantía de armado adimensional, ω

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

· A_{tot} Área total longitudinal de la armadura (ambas caras, vertical)

· f_{yd} Límite elástico del acero en valor de cálculo

· A_c Área de la sección (se toma 1m de ancho de muro)

· f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Área de la sección de hormigón	A_c	0,30	m^2
Canto de la sección de hormigón	h	0,3	m^2
Resistencia de cálculo del hormigón a compresión	f_{cd}	20000	kN/m^2
Resistencia de cálculo del acero de armar	f_{yd}	434783	kN/m^2
Axil mayorado actuante	N_d	716	kN
Axil adimensional	ν	0,12	
Momento mayorado actuante	M_d	14	kN·m
Momento adimensional	μ	0,01	
Cuantía adimensional	ω	0	

Lo que significa que el muro es capaz de resistir los esfuerzos sin ser estrictamente necesario el armado. Y por lo tanto el dimensionado final de la armadura es: #Ø12c/20

Comprobaciones en caso de incendio

Las acciones en caso de incendio utilizan una combinación que arroja esfuerzos más reducidos, tal y como se ha explicado en el apartado de combinaciones correspondiente.

En este caso, el valor de las acciones es el siguiente:

Plantas	Área (m^2)	Área escalera (m^2)	Área tributaria vigas pared (m^2)	Categoría	Carga, q_{fk} (kN/m^2)	Carga incendio, q_{fi} (kN/m^2)
Planta baja	63,4	9,69		PP	1,00	8,75
				CP	1,50	4,40
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50
Planta 1ª	51,84	19,38	96	PP	1,00	1,00
				CP	1,50	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50

Planta 2ª	51,84	9,69	36	PP	1,00	1,00
				CP	1,50	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50
Planta 3ª		19,38	60	PP	1,00	1,00
				CP	1,50	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50
Planta 4ª		9,69	96	PP	1,00	1,00
				CP	1,50	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50
Planta 5ª		9,69	96	PP	1,00	1,00
				CP	1,50	1,50
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	3,50
Planta 6ª		19,38		PP	1,00	1,00
				CP	2,50	2,50
				Instalaciones (F)	10,00	7,00
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,00
Planta cub.	190			PP	0,93	0,93
				CP	2,50	2,50
				Mantenimiento (G)	1,00	0,00
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,00

Obteniéndose por tanto los siguientes axiles:

Plantas	Categoría	Axil incendio, N_{fi} (kN)
Planta baja	PP	640
	CP	322
	Zonas destinadas al público (C)	256
Planta primera	PP	167
	CP	251
	Zonas destinadas al público (C)	585
Planta segunda	PP	98
	CP	146
	Zonas destinadas al público (C)	341
Planta tercera	PP	79
	CP	119
	Zonas destinadas al público (C)	278
Planta cuarta	PP	106
	CP	159
	Zonas destinadas al público (C)	370

Planta quinta	PP	106
	CP	159
	Zonas destinadas al público (C)	370
Planta sexta	PP	19
	CP	48
	Cubiertas transitables (F)	136
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	0
Planta séptima	PP	177
	CP	475
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	0
	Altitudes ≤ 1000 m	0
Total axil en base (carga puntual)		5406

A los que nuevamente se suman las cargas de peso propio de vigas pared y muro de CLT, obteniendo un valor total de axil de 6236kN.

La instrucción del hormigón no contempla la comprobación de compresión simple, debiendo siempre considerarse una excentricidad en la aplicación de la carga mínima. En este caso, como se utiliza un muro de 30cm, se cogen 2cm, lo que supone un momento de 8,6 kN·m, actuando en el eje débil del muro.

Como se está en una hipótesis accidental, considerando el viento como variable secundaria, el coeficiente de simultaneidad es 0 y por lo tanto no se considera.

Como se trata de elementos de obra nueva se considera que lo más apropiado para garantizar la seguridad bajo situación de incendio es establecer los recubrimientos adecuados. Se va a prescindir por tanto de intentar ajustar el tiempo equivalente de exposición.

Se recuerda que bajo una combinación de tipo frecuente, el análisis de flexo-compresión arrojaba valores seguros para muros sin armado. Ya que en situación accidental se consideran cargas menores y aun previendo una sección de hormigón reducida por pérdida de capacidad estructural del hormigón sometido a altas temperaturas, es probable que el armado siga sin ser a efectos de resistencia estrictamente necesario, y por lo tanto la comprobación del recubrimiento no pertinente.

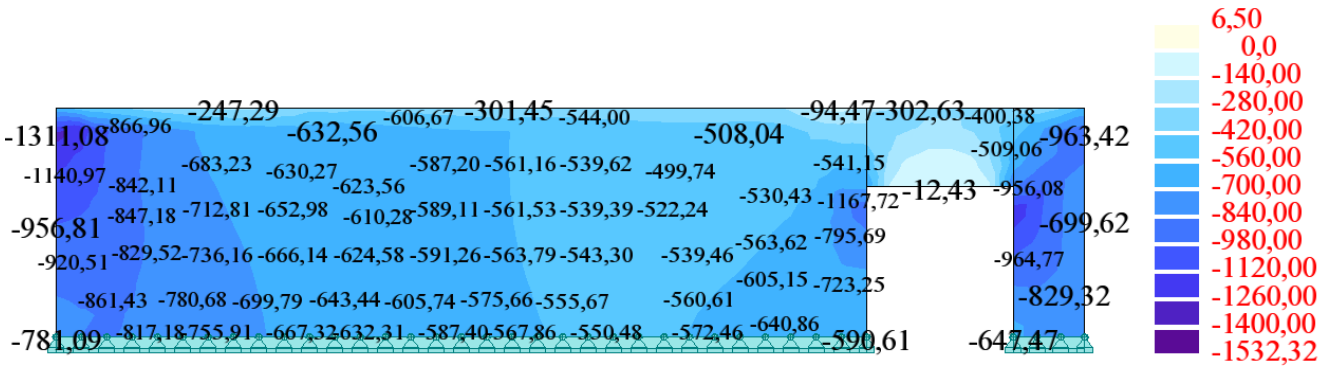
Deformaciones

La comprobación de deformación realizada en el muro de CLT inmediatamente superior al muro de hormigón analizado había arrojado valores de desplome perfectamente asumibles. Considerando que tienen la misma altura, que las cargas horizontales dejan de aumentar en planta baja, que la rigidez del hormigón es mayor y que el muro de hormigón se halla mucho más constreñido en su contorno por el efecto de la losa de cimentación en su base y por el de la losa de maciza de planta baja, no se considera que esta comprobación vaya a ser crítica en ningún caso.

Comentarios al modelo de cálculo

En el modelo de cálculo los muros de hormigón se introducen como paneles de elementos finitos.

Tras el cálculo, es posible obtener mapas de tensiones con los que verificar que no se superan las resistencias, mapas de momentos con los que armar flexiones o mapas de tracciones con los que armar elementos puntuales.



Img. 38. Mapa de compresiones en vertical para el muro del núcleo en el eje 4, en kN/m, para la combinación 201 (1,35PP+1,-35CP+1,5SU).

Puede observarse que las compresiones halladas en el extremo son algo inferiores a las estimadas por bajada de cargas de manera simplificada (1469kN/m).

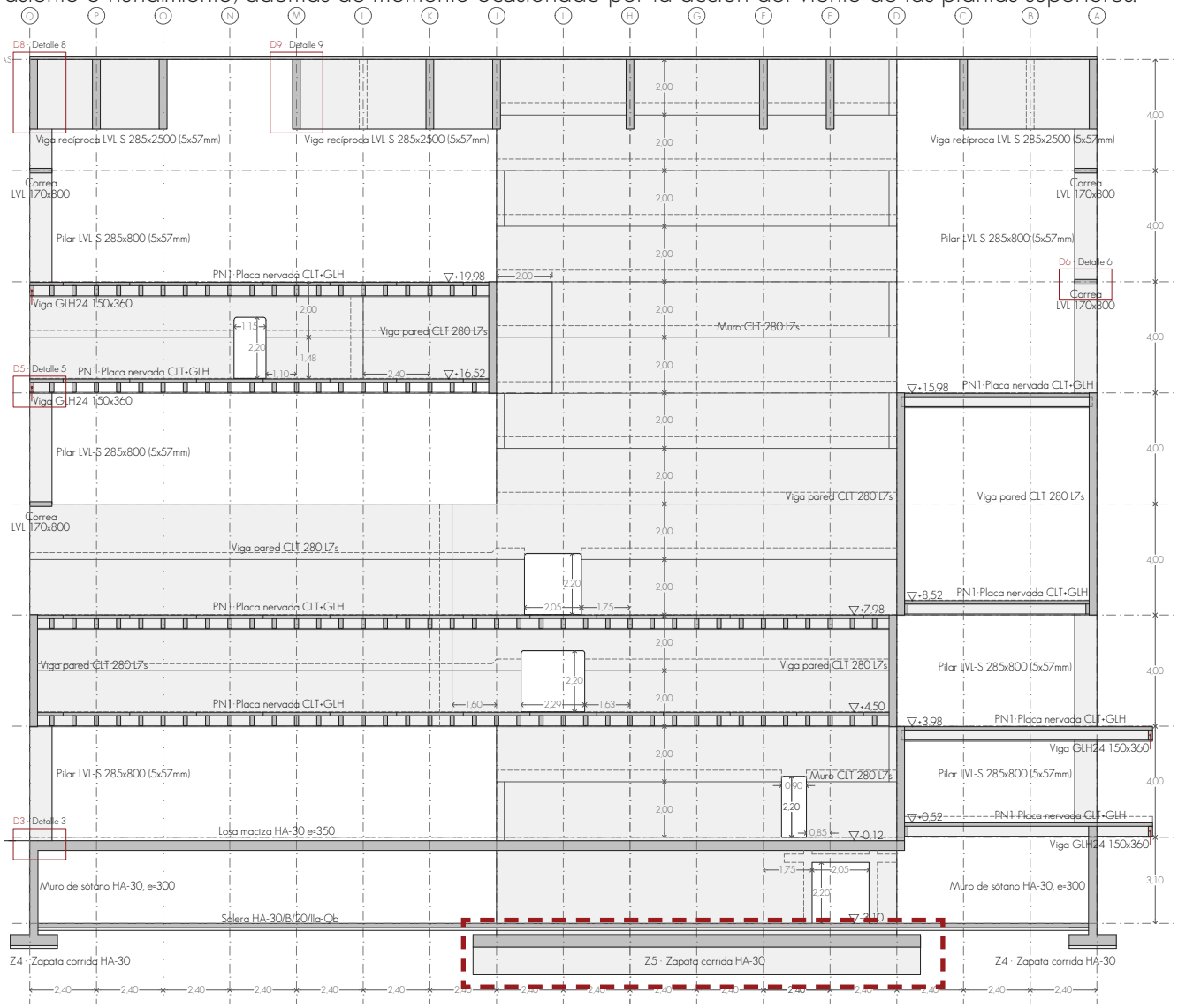
5.9. Zapata corrida bajo núcleo de comunicaciones de hormigón armado

Elemento escogido

Se trata de comprobar una zapata corrida representativa. En el proyecto hay dos zonas diferenciadas con zapatas corridas: las zapatas bajo muro de contención perimetral y las zapatas bajo muro de núcleo.

En ambos casos las zapatas son centradas, ya que las zapatas bajo muro de contención, aunque están en el perímeto del edificio se mantienen dentro de la parcela. Las zapatas del perímetro tienen mucha menos carga que las zapatas del núcleo y no se prevén cargas de hundimiento elevadas. Las acciones horizontales a las que están sometido los muros de contención debidas al empuje de tierras pueden ser fácilmente equilibradas mediante un par de fuerzas en la losa de planta baja y la solera. Como no existe ninguna fase de obra en la que el muro esté en ménsula (ya que el muro se ejecuta a dos caras y el relleno deberá disponerse tras haber construido el forjado de planta baja) las comprobaciones de vuelco y deslizamiento tampoco son en alguna manera relevantes.

Por todo lo anterior, se considera mucho más interesante comprobar la zapata bajo el muro del núcleo previamente analizado, ya que presenta cargas más elevadas, susceptibles de generar algún problema de asiento o hundimiento, además de momento ocasionado por la acción del viento de las plantas superiores.



Img. 39. Localización del muro de núcleo de hormigón armado escogido para calcular manualmente, en el eje 4.

Acciones

En primer lugar se van a determinar las acciones para comprobación del terreno, utilizando para ello

una combinación ya descrita en el apartado correspondiente de esta memoria. Estas combinaciones se corresponderían con las persistentes o transitorias utilizadas en estados límite últimos, con la diferencia de que los coeficientes parciales de seguridad son todos iguales a 1 para las cargas permanentes, iguales a 1 para las cargas variables favorables e iguales a 0 para las cargas variables desfavorables. Se incorporan también las cargas en la combinación persistente o transitoria habitual para las comprobaciones sobre los cimientos.

La carga axil, estimada de igual manera que se había hecho previamente para los muros de CLT y de hormigón bajo núcleo es la siguiente:

Plantas	Área (m^2)	Área escalera (m^2)	Área tributaria vigas pared (m^2)	Categoría	Carga, q_k (kN/m^2)	Carga, q_d (kN/m^2)
Planta baja	63,4	9,69		PP	8,75	11,81
				CP	4,40	5,94
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 1ª	51,84	19,38	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 2ª	51,84	9,69	36	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 3ª		19,38	60	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 4ª		9,69	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 5ª		9,69	96	PP	1,00	1,35
				CP	1,50	2,03
				Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50
Planta 6ª		19,38		PP	1,00	1,35
				CP	2,50	3,75
				Instalaciones (F)	10,00	15,00
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,05
Planta cub.	190			PP	0,93	1,26
				CP	2,50	3,38
				Mantenimiento (G)	1,00	1,50
				Altitudes ≤ 1000 m	0,30	0,23

A la que nuevamente habría que añadir el peso propio de las vigas pared y del muro de CLT del núcleo.

El peso por metro lineal de las vigas pared, considerando una densidad de 4,2 kN/m^3 sería el siguiente:

	G_k (kN/m)	G_d (kN/m)

Viga de planta 1 a 3	4,7	6,34
Viga de planta 4 a 5	9,4	12,7

Aunque en rigor deberían hacerse al menos dos combinaciones, una con el uso como variable principal y el viento como secundaria y otra con el viento como variable principal y el uso como secundaria; en este apartado y de cara a simplificar los cálculos a realizar, las comprobaciones en el terreno van a realizarse con todo el viento y todo el axil sin aplicar coeficiente de simultaneidad a ninguno.

A continuación se muestran los valores de las acciones de viento para un coeficiente parcial de seguridad de las acciones igual a 1 y sin coeficiente de simultaneidad:

Forjados por los que entra carga al núcleo	Planta en la que se recibe el viento	Área fachada 1 (m^2)	Área fachada 2 (m^2)	Presión (kN/m^2)	Succión (kN/m^2)	Máximo por planta (kN)
Forjado planta primera	Planta primera	26,4	26,4	1,03	0,65	110
	Planta segunda	38,4	26,4	1,19	0,74	
Forjado planta segunda	Planta primera			1,03	0,65	127
	Planta segunda	14,4	26,4	1,19	0,74	
	Planta tercera	21,6	52,8	1,28	0,80	
Forjado planta tercera	Planta segunda			1,19	0,74	47
	Planta tercera	24		1,28	0,80	
	Planta cuarta	12		1,35	0,85	
Forjado planta cuarta	Planta tercera	7,2		1,28	0,80	102
	Planta cuarta	40,8		1,35	0,85	
	Planta quinta	26,4		1,41	0,88	
Forjado planta quinta	Planta cuarta		52,8	1,35	0,85	256
	Planta quinta	26,4	52,8	1,41	0,88	
	Planta sexta	52,8	26,4	1,45	0,91	
Forjado planta sexta	Planta quinta			1,41	0,88	0
	Planta sexta			1,45	0,91	
	Planta cubierta			1,49	0,93	
Forjado planta cubierta	Planta sexta		26,4	1,45	0,91	167
	Planta cubierta	52,8	52,8	1,49	0,93	
Total presión en dirección considerada						808

Esfuerzos

Con las cargas anteriores se obtienen los siguientes axiles

Plantas	Categoría	Axil, N_t (kN)	Axil, N_d (kN)
Planta baja	PP	640	863
	CP	322	434
	Zonas destinadas al público (C)	365	548

Planta primera	PP	167	226
	CP	251	339
	Zonas destinadas al público (C)	836	1254
Planta segunda	PP	98	132
	CP	146	197
	Zonas destinadas al público (C)	488	731
Planta tercera	PP	79	107
	CP	119	161
	Zonas destinadas al público (C)	397	595
Planta cuarta	PP	106	143
	CP	159	214
	Zonas destinadas al público (C)	528	793
Planta quinta	PP	106	143
	CP	159	214
	Zonas destinadas al público (C)	528	793
Planta sexta	PP	19	26
	CP	48	73
	Cubiertas transitables (F)	194	291
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	3	1
Planta séptima	PP	177	240
	CP	475	641
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	190	285
	Altitudes ≤ 1000 m	29	43
Total axil en base (carga puntual)		6628	9486

A los axiles anteriores habría de añadir el peso de las vigas pared, obtenido como el cortante de las mismas en el extremo empotrado. El cortante equivale a 5/8 de la carga total, para vigas de 16m se obtiene:

	N_T (kN)	N_d (kN)
Viga de planta 1 a 3	94	127,0
Viga de planta 4 a 5	47	63,0

También hay que considerar el peso propio del propio muro y el de la zapata:

	N_T (kN)	N_d (kN)
Peso propio del muro de CLT	474	640,0
Peso propio muro de hormigón armado	432	583
Peso propio cimiento	570	769

En total se obtienen los siguientes valores:

	Terreno	Estructura	
Axil total	8246	11668	kN
Axil por metro de cimiento	497	810	kN/m

Se va a considerar además la existencia de momentos por cargas horizontales transmitidas por el núcleo. Considerando que los momentos dejan de incrementarse por debajo de rasante (ver cargas y obtención de momentos para muro de CLT) al no haber viento y que la carga está más centrada debido al incremento de axil que generan las cargas en planta baja se esperan tracciones menores:

Axil actuante	N_d	11668	kN
Momento actuante	M_d	26053	kN·m
Excentricidad de aplicación de la carga	e	2,23	m
Excentricidad máxima para que no existan tracciones (tercio central)	e_{max}	2,40	m

Puede observarse que en cimentación, para una combinación persistente o transitoria con el viento como segunda variable y con ayuda del peso propio del muro y del cimiento, consiguen evitarse las tracciones en contacto con el terreno. Aun así, el efecto del momento cargará notablemente más el extremo comprimido. Esta comprobación ha sido realizada incluyendo el peso del cimiento; para el armado del mismo no es necesario considerarlo, ya que el hormigón fresco de hormigonar el propio cimiento no tracciona la armadura.

Planta	Cota (m)	Cortante T (kN)	Momento T (kN·m)
Forjado planta primera	4	485	263
Forjado planta segunda	8	419	611
Forjado planta tercera	12	342	339
Forjado planta cuarta	16	314	976
Forjado planta quinta	20	253	3066
Forjado planta sexta	24	100	0
Forjado planta cubierta	28	100	2798
		2013	8053

A estos momentos habría que sumarle los momentos transmitidos por las vigas pared. Aunque estos momentos son transmitidos en uno de los bordes del muro, igualmente son resistidos mediante un par de fuerzas opuesto entre ambos lados del muro, por lo que se suman directamente a los momentos que genera el viento.

A continuación se exponen los momentos que los forjados y sobrecargas generan en las dos vigas pared que acometen al muro de análisis que está siendo estudiado:

	M_t (kN·m)	M_d (kN·m)
Planta 5	2304	3341
Planta 4	2304	3341
Planta 3	1440	2088
Planta 2	864	1253
Planta 1	2304	3341

Además del momento que produce el peso propio de la viga:

	M_T (kN·m)	M_d (kN·m)
Viga de planta 1 a 3	301	406
Viga de planta 4 a 5	150	203

Las solicitaciones finales de axil, momento en el plano del muro (en torno a eje z) y momento en dirección perpendicular (en torno a eje y) se resumen en la siguiente tabla:

		Terreno	Estructura	
Axil total	N	8037	11668	kN
Momento en torno a z	M_z	17.720	26053	kN·m
Momento en torno a y	M_y	154	234	kN·m

Propiedades del material

→Hormigón en elementos en contacto con el terreno

Elemento estructural		Cimentación y muros sótano	
Designación		HA-30/B/20/IIa-Qb	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIa	
Clase específica de exposición		Qb	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5 MR	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	50 (70 contra terreno)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		350	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

→Acero en barras corrugadas y mallas electrosoldadas

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	

Módulo de Young	E_s	200000	200000 MPa

Propiedades de la sección

Se predimensiona la zapata utilizando una presión admisible de 200 kN/m^2 y considerando un incremento del 10% sobre el axil recibido para considerar el peso de la zapata.

→Ancho del cimiento, b

$$b = \frac{1{,}1 \cdot N_D}{\sigma_{adm} \cdot (L - 2 \cdot e_z)} + 2 \cdot e_y$$

Donde:

·L Longitud del muro

·N_T Axil de cálculo para comprobaciones del terreno

·σ_{adm} Tensión admisible del terreno

·e_z y e_y Excentricidades en la aplicación de la carga en torno a los ejes z e y respectivamente por concomitancia de momento.

Axil de combinaciones para terreno	N_T	7675	kN
Tensión admisible del terreno	σ_{adm}	200	kN/m^2
Excentricidad en torno a z	e_z	2,31	m
Encentricidad en torno a y	e_y	0,02	m
Longitud del cimiento	L	17,6	m
Ancho del cimiento	b	3,29	m

Lo que proporciona un tamaño de cimiento excesivo, por lo que va a optarse por utilizar la misma solución que existe en la propuesta real del edificio y que consiste en excavar hasta el estrato rocoso, rellenando el espacio intermedio con pozos de hormigón pobre y utilizar una presión admisible de 400 kN/m^2 para el cálculo.

Axil de combinaciones para terreno	N_T	7675	kN
Tensión admisible del terreno	σ_{adm}	400	kN/m^2
Excentricidad en torno a z	e_z	2,31	m
Encentricidad en torno a y	e_y	0,02	m
Longitud del cimiento	L	16,1	m
Ancho del cimiento	b	1,88	m

El vuelo hallado con el predimensionado anterior se utiliza también en los extremos del muro, obteniéndose la siguiente geometría:

Longitud del cimiento	L	16,1	m
Ancho del muro	c	0,3	m
Ancho del cimiento	b	2	m
Canto de la zapata	H	0,45	m
Peso de la zapata	P	362	kN
Área de la zapata	A	41,50	m^2

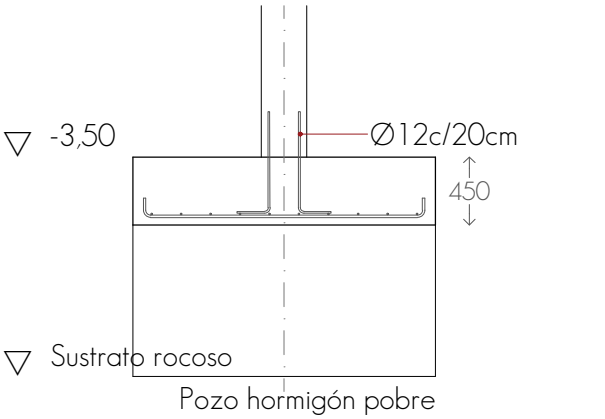
Se requiere además el cumplimiento de las siguientes propiedades de cuantía

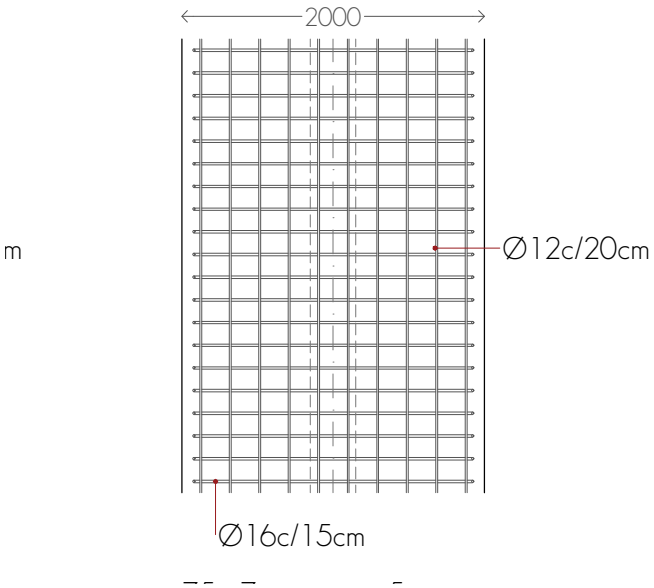
→ Cuantía geométrica mínima:

· Armadura en dirección del muro: 0,9 ‰· A_c=8,1cm^2 → 8Ø12

· Armadura en dirección longitudinal del muro: 0,9 ‰· A_c=65,2cm^2 → 58Ø12 ó 1Ø12c/25

Se va a requerir además, para asegurar la transmisión de esfuerzos, que el canto útil de la zapata sea mayor que la longitud de anclaje de los redondos dejados en espera. En este caso, como el muro inmediatamente superior tiene armado vertical del Ø12 se trata de una longitud $L_{b,Ø12}$=30cm, que con un canto de 45cm de zapata queda holgadamente cubierto.





Img. 40. Geometría y armado final de la zapata escogida para el cálculo manual.

Comprobación de presión admisible

Para hallar las tensiones en el terreno derivadas del axil y del momento en dos direcciones se suponen leyes lineales.

→Tensión de axil máxima y mínima por concomitancia de momento en dos direcciones, σ_{1d} y σ_{4d}

$$\sigma_{4d} = \frac{N_d}{b \cdot L} - \frac{6 \cdot M_{zd}}{b \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_{yd}}{L \cdot b^2} \qquad \sigma_{1d} = \frac{N_d}{b \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{zd}}{b \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_{yd}}{L \cdot b^2}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·L y b Longitud y ancho del cimiento respectivamente

·M_{zd} y M_{yd} Momento actuantes en torno a las direcciones z e y respectivamente

Tensión máxima	σ_{1d}	469	kN/m^2
Tensión mínima	σ_{4d}	30	kN/m^2

Valores que superan ligeramente en sus extremos los límites de tensión admisible. En cualquier caso la tensión actuante no es superior a la limitación normativa de no superar en ningún punto 1,25 veces la tensión admisible (500kN/m^2)

Se realiza una comparación de las tensiones lineales respecto al método del cimiento equivalente:

→Longitudes de cimiento equivalente, b* y L*

$$b^* = b - 2 \cdot e_B \qquad L^* = L - 2 \cdot e_L$$

Donde:

·b y L Ancho y largo del cimiento

·e_B y e_L excentricidades de aplicación de la carga respecto al ancho y al largo del cimiento respectivamente

Excentricidad en torno a z	e_L	2,31	m
Excentricidad en torno a y	e_b	0,02	m
Ancho del cimiento	b	2,00	m
Largo del cimiento	L	16,10	m
Ancho equivalente	b*	1,96	m
Largo equivalente	L*	11	m
Área de cimiento equivalente	A_c	23	m^2
Tensión bajo cimentación	σ_d	357	kN/m^2

Puede observarse que la expresión del cimiento equivalente proporcionada por el CTE arroja valores menos restrictivos que los derivados de considerar una ley lineal de tensiones en dos direcciones.

Comprobación de vuelco

Debido a que el elemento se halla debidamente arriostrados en sus dos extremos por la existencia de muros y zapatas en dirección perpendicular, además de estar sujeto en cabeza por la losa de planta baja y en cimentación por la solera, se considera que la comprobación a vuelco no es pertinente y que el momento derivado de las acciones del viento en sentido perpendicular al plano del muro puede ser asumido por los muros transversales o por un par de fuerzas axiles en solera y losa de planta baja.

Comprobación de deslizamiento

De modo similar al apartado anterior se considera el movimiento de deslizamiento coartado por la existencia de la solera y por tanto al comprobación no pertinente.

Comprobación de asientos

Debido a la limitación de carga del estrato de jabre con capacidad de 200kN/m^2 se optó por disponer pozos hasta el estrato rocoso. Aunque en el geotécnico no se especifica la profundidad a la que se halla el estrato, en Galicia es habitual encontrar roca sana a una profundidad alcanzable. Sí se sabe, que el proyecto original adoptaba esta solución.

El estrato rocoso no se considera susceptible de sufrir asientos relevantes para la estructura.

Comprobación de zapata y armado

El armado de la zapata va a dimensionarse utilizando el método y el modelo de bielas y tirantes propuesto en la EHE-08 en el sentido transversal al muro.

Para el dimensionado de la armadura se toman los esfuerzos hallados previamente para una combinación de tipo persistente o transitoria, descontando el peso de la zapata. Se recuerdan los valores hallados:

Axil total	N	11668	kN
Momento en torno a z	M_z	26053	kN·m
Momento en torno a y	M_y	233	kN·m

→Tensiones bajo zapata, F_{0d}, F_{1d} y F_{4d}

$$F_{0d} = \frac{N_d}{L} \qquad F_{1d} = \frac{N_d}{L} + \frac{6 \cdot M_d}{L^2} \qquad F_{4d} = \frac{N_d}{L} + \frac{6 \cdot M_d}{L^2} \cdot \frac{\frac{a}{2}}{L}$$

Donde:

·F_{0d} Tensión bajo el centro de la zapata

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·N_d Axil total de cálculo por metro de muro

·M_d Momento aplicado en torno al eje principal del cimiento.

·a Ancho del muro de hormigón

·L Ancho del cimiento

→Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado, R_{1d}

$$R_{1d} = \frac{F_{1d} + F_{4d}}{2} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)$$

Donde:

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·a Ancho del muro de hormigón

·L Ancho del cimiento

→Distancia en horizontal desde el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes hasta el nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado, x_1

$$x_1 = \frac{2 \cdot F_{1d} + F_{4d}}{6 \cdot R_d} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)^2$$

Donde:

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·a Ancho del muro de hormigón

· Ancho del cimiento

·R_{1d} Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

→Capacidad a tracción necesaria de la armadura, T_d

$$T_d = R_{1d} \cdot \frac{x_1}{0{,}85 \cdot d}$$

Donde:

·d Canto útil de la zapata

·R_{1d} Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

·x_1 Distancia en horizontal desde el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes hasta el nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

Axil actuante	N_d	725	kN
Momento concomitante	M_{yd}	14	
Ancho del cimiento	b	2,00	m
Ancho de muro	a	0,3	m
Recubrimiento mecánico	r_m	0,046	m
Canto de la zapata	h	0,45	m
Canto útil de la zapata	d	0,40	m
Tensión bajo centro de cimiento	F_{0d}	362,36	kN/m
Tensión máxima bajo cimiento	F_{1d}	384,10	kN/m
Tensión bajo punto aplicación de carga mayor	F_{4d}	363,99	kN
Reacción bajo nudo biela más cargada-armadura	R_{1d}	346	kN
Distancia entre punto R_{1d} y F_{4d}	x_1	0,47	m
Capacidad de tracción de la armadura	T_d	470,2	kN
Armado transversal		1Ø16c/15	

*Se ha considerado un límite elástico f_{yd}=400MPa

Por lo que el armado final de la estructura es:

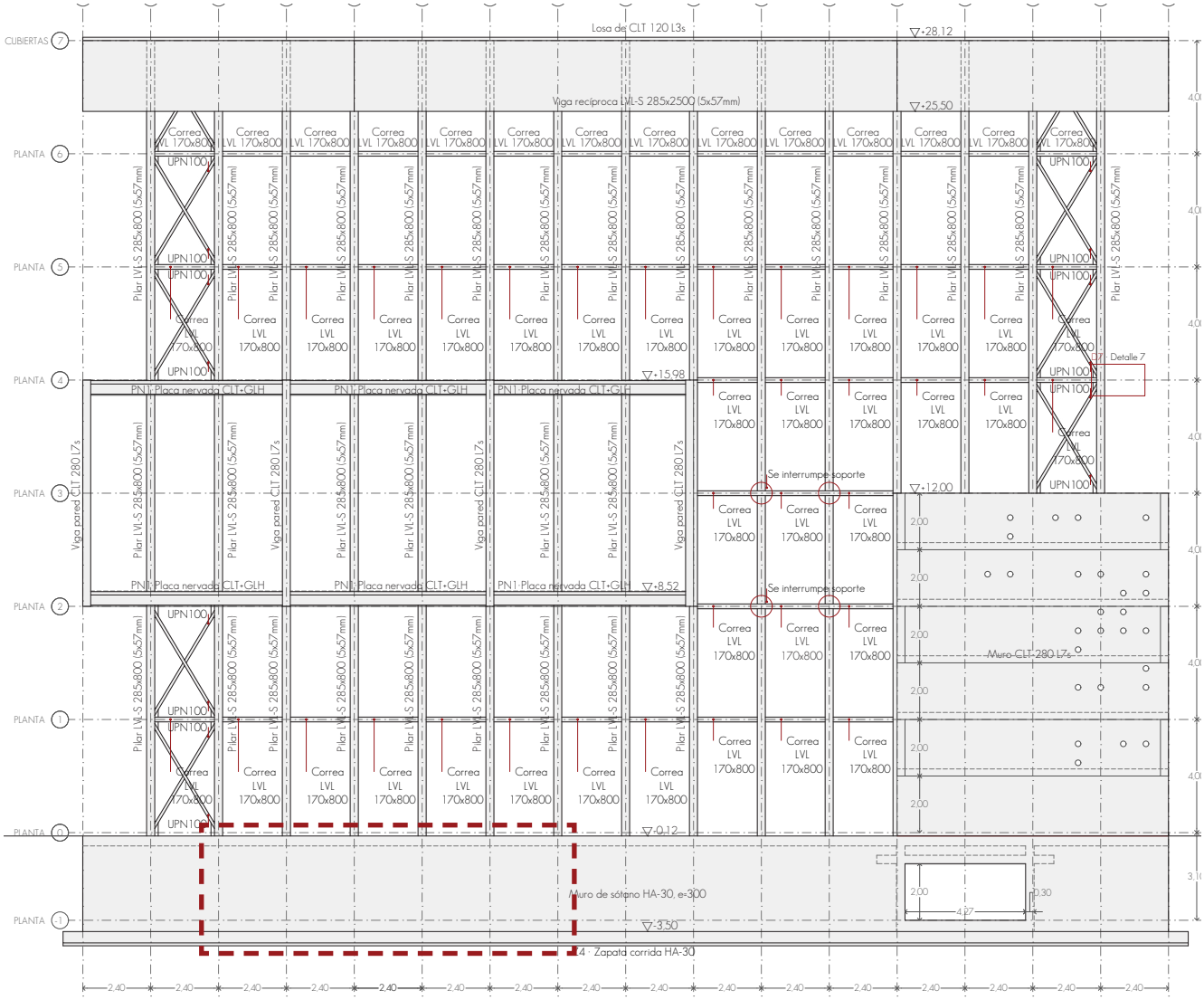
·En dirección transversal al muro: 1Ø16c/15cm (108Ø12 en total)

·En dirección longitudinal al muro: 1Ø12c/20cm (10Ø12 en total)

5.10. Muro de sótano de hormigón armado

Elemento escogido

Se toma el muro del eje 17, considerando únicamente el tramo que transcurre desde el eje C hasta el eje H, tomándose una longitud total de 14,4m para el análisis. Se pretende con esto analizar tanto el efecto de los empujes del terreno, como comprobar al capacidad del muro de resistir cargas puntuales que transmiten los pilares bajo las vigas pared. Además, ya se han evaluado previamente las reacciones de dichos pilares.



Acciones

Las acciones sobre los forjados de plantas superiores son transmitidas a este muro a través de los soportes de fachada, sobre los que descansan a su vez, las vigas pared. Como ya se había considerado en el apartado de vigas pared, se considera el doble de la carga por cada viga pared, ya que cada una recoge dos forjados.

Caso de carga	Intereje (m)	Luz (m)	G_k ó q_k (kN/m^2)	G_d ó q_d (kN/m^2)	G_k ó k_q (kN/m)	G_d ó q_d (kN/m)
Carga permanente	7,20	19,20	5	6,75	36	48,60
Zonas destinadas al público (C)			10	15,00	72	108
Altitudes ≤ 1000 m			0	0	0	0
Viento			0	0	0	0

Total	15	22	108	157

Además le corresponde también un porcentaje del área de cubierta y de la losa maciza de planta baja, que de modo simplificado se estima por área tributaria de la siguiente manera:

	Caso de carga	Área	G_k ó q_k (kN/m^2)	G_d ó q_d (kN/m^2)
Planta baja	PP	34,56	8,75	11,81
	CP		4,40	5,94
	Zonas destinadas al público (C)		5,00	7,50
Planta de cubiertas	PP	92,16	0,93	1,26
	CP		2,50	3,38
	Cubiertas mantenimiento (G)		1,00	1,50
	Altitudes ≤ 1000 m		0,30	0,23

La carga de planta baja se considerará repartida en toda la longitud del muro y la de la cubierta distribuida entre todos los soportes que bajan, dispuestos cada 0,8m.

Como los soportes están articulados en la base no se consideran momentos en la coronación del muro. Sí recibirían en cambio, fuerzas horizontales, correspondientes a cortantes en la dirección fuerte de los soportes, y con un valor igual al cortante que tiene el soporte como barra biarticulada sometida a esfuerzos de viento. Estas acciones son sin embargo de un orden de magnitud menor, concretamente de 1,8 kN cada 0,8m.

Además hay que considerar el empuje del terreno. Puesto que se trata de un muro de sótano de una sola planta, y que puede ejecutarse una excavación fácilmente dentro de la propia parcela del edificio, no se van a considerar los materiales existentes en el terreno para los empujes, si no los materiales de relleno que se van a disponer. En este caso, gravas.

Para el cálculo de empujes se utilizan los siguientes parámetros:

→Presión vertical efectiva, σ'_v

$$\sigma'_V = \gamma' \cdot H$$

Donde:

· γ' Peso específico aparente del terreno

·H Altura de las tierras a contener

→Presión efectiva horizontal del terreno, σ'_H

$$\sigma'_H = K_a \cdot \sigma'_V - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Donde:

·σ'_v Presión vertical efectiva del terreno

·c' Coherencia efectiva del terreno

·K_a Coeficiente de empuje activo

→Coeficiente de empuje activo, K_a

$$K_a = \left[\frac{\text{cosec}\beta \cdot \text{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Donde:

· i Ángulo del terreno con la horizontal en la superficie

· ϕ' Ángulo de rozamiento interno efectivo

· δ Ángulo de rozamiento tierras-muro. Para mudo a doble cara δ=ϕ'/3

· β Ángulo que forma el trasdós del muro con la horizontal. Para muro vertical 90º

→Empuje de la cuña activa, E

$$E = \frac{\sigma'_H \cdot H}{2}$$

Donde:

·σ'_H Presión efectiva horizontal del terreno

·H Altura de las tierras a contener

Obteniéndose los siguientes valores:

Ángulo del terreno con la horizontal en la superficie	i	0	º
Ángulo de rozamiento interno efectivo	ϕ'	35	º
Ángulo que forma el trasdós del muro con la horizontal	β	90	º
Ángulo de rozamiento tierras-muro	δ	11,7º	º
Coeficiente de empuje activo	K_a	0,25	
Peso específico aparente	γ'	19	kN/m^3
Altura de tierras a contener	H	4	m
Presión vertical efectiva	σ'_v	76	kN/m^2
Presión efectiva horizontal en base de muro	σ'_H	19	kN/m^2
Empuje de la cuña activa	E	38	kN
Punto de aplicación de la resultante del empuje (respecto de base)		1,33	m

Por otra parte, se toma una carga de 5 kN/m^2 sobre el terreno que empuja, ya que se trata de una plaza a la que se puede acceder de manera pública. Resultando en un empuje total de 43,15 kN aplicado a 1,4m de la base del muro.

Socilicitaciones

Se van a estimar en primer lugar los axiles sobre los soportes que cargan vigas pared. Estos soportes son el D17 y el G17. El axil de estos soportes se corresponde con el cortante de la viga pared en su extremo apoyado, posteriormente se le sumará la parte que le corresponde de la planta de cubierta.

El axil así calculado en los soportes en valor de servicio es de 778 kN y de 1128 en valor de cálculo.

Repartiendo el área de cubierta entre los 12 soportes considerados, se obtiene un incremento de 49 kN por cada pilar en valor de cálculo.

Se resumen en el siguiente cuadro:

	Carga por viga pared (kN)	Carga de cubierta (kN)	Carga total (kN)
Soportes D17 y G17	1128	49	1178
Resto de soportes	0	49	49

En lo que se refiere a la carga de planta baja se obtienen 43,6 kN/m en servicio y 60,6 kN/m mayorados.

Como se trata de un muro a doble cara se considera que para cuando se rellene el trasdós ya estará ejecutada la losa de planta baja y por tanto, no es necesario comprobar el muro en ménsula.

Para hallar el momento y los cortantes causados por la carga trapezoidal de las tierras se utiliza las siguientes expresiones para secciones biempotradas:

→Momentos negativos, M^-_B y M^-_A

$$M_B^- = -\frac{l^2}{60}\cdot(3p_1 + 2p_2) \qquad M_A^- = -\frac{l^2}{60}\cdot(2p_1 + 3p_2)$$

Donde:

·l Altura del muro

·p_1 Presión efectiva horizontal en base del muro

·p_2 Presión efectiva horizontal en cabeza de muro (carga sobre el terreno)

→Momento positivo, M^+

$$M^+ = V_B \cdot x + M_B - \frac{p_1\cdot(3l - x) + p_2 x}{6l}\cdot x^2$$

Donde:

·V_B Cortante en la base del muro

·x Punto de máximo momento, hallado por tanteo en hoja excel

·M_B Momento negativo en base de muro

·p_1 Presión efectiva horizontal en base del muro

·p_2 Presión efectiva horizontal en cabeza de muro (carga sobre el terreno)

·l Altura del muro

→Cortante en los extremos, V_B y V_A

$$V_B = \frac{l}{6}\cdot(2p_1 + p_2) - \frac{M_B - M_A}{l} \qquad V_A = -\frac{l}{6}\cdot(p_1 + 2p_2) + \frac{M_B - M_A}{l}$$

Donde:

·l Altura del muro

·p_1 Presión efectiva horizontal en base del muro

·p_2 Presión efectiva horizontal en cabeza de muro (carga sobre el terreno)

· M_B Momento en la base del muro

· M_A Momento en coronación de muro

Empuje en cabeza (punto A)	p_2	1,3	kN
Empuje en base (punto B)	p_1	20,3	kN
Punto de máximo momento	x	1,6	m
Altura libre del muro	l	4,0	m

Momento en cabeza (punto A)	M_A	11,8	kN·m
Momento en base (punto B)	M_B	16,9	kN·m
Momento máximo positivos	M_x	36,82	kN·m

Cortante en cabeza (punto A)	V_A	16,5	kN
Cortante en base (punto B)	V_B	26,7	kN

*Los esfuerzos de la tabla superior se han proporcionado en valor de servicio y deben ser mayorados antes de realizar las comprobaciones de estados límite últimos.

Propiedades del material

Aunque el muro de contención no tenga contacto con el terreno natural, al rellenarse el trasdós de gravas, va igualmente a utilizarse el mismo hormigón que en cimentación, para asegurar que no aparece ningún problema de durabilidad derivado del ambiente o de la agresividad del terreno. Se recuerda que hay un terreno con agresividad Qa.

Designación del hormigón: HA-30/B/20/IIIa-Qa

Elemento estructural		Cimentación y muros sótano	
Designación		HA-30/B/20/IIa-Qb	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIa	
Clase específica de exposición		Qb	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5 MR	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	50 (70 contra terreno)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		350	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

Propiedades de la sección

Se dispone una sección de 30cm de espesor. Puesto que no se han prevén grandes tensiones, se dispone un armado por cuantía mínima: #1Ø12c/20cm

→ Cuantía geométrica mínima:

· Armadura horizontal en cada cara: 1,6 ‰· A_c=4,8cm^2 → 1Ø12c/20cm

· Armadura vertical en cada cara: 0,9 ‰· A_c=2,7cm^2 → 1Ø10c/20cm

→Cuantía mecánica vertical en compresión simple o compuesta

· Área mínima total en las dos caras: A'_s=0,1·N_d / $f_{yc,d}$=1,6cm^2

· Área máxima total en las dos caras: A'_s=f_{cd}· A_c/$f_{yc,d}$= 117cm^2

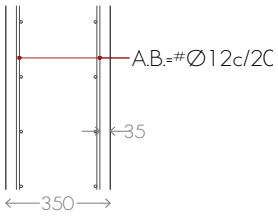
Puede observarse que en ningún caso la cuantía mecánica es limitativa.

Por otra parte, se han de tener en cuenta las siguientes limitaciones respecto al armado en secciones sometidas a compresión simple o compuesta:

→Separación entre barras longitudinales consecutivas, s

· s ≤30cm

· s ≤3·b=90cm



Img. 41. Sección de muro de hormigón armado.

Longitud del muro	L	1	m

Espesor del muro	b	0,3	m
Altura libre del muro	H	4	m
Área	A_c	0,30	m^2
Inercia en z	I_z	0,0	m^4
Inercia en y	I_y	0,002	m^4
Módulo resistente elástico en torno a y perpendicular a compresión	W_z	0,02	m^3
Módulo resistente elástico en torno a z perpendicular a compresión	W_y	0,05	m^3

Comprobación de flexo-compresión

El muro recibe muchas menos cargas de las plantas superiores en comparación con el muro del núcleo analizado. De manera simplificada se va a realizar sólo una comprobación con todo el axil que baja por los soportes repartido en la longitud de la coronación como si fuera una carga repartida en la longitud considerada, además del peso de la planta baja y el momento máximo posible concomitante.

Esto supone:

· 2 soportes x 1178 kN / 14,4m = 163,6 kN/m

· 10 soportes x 49 kN / 14,4m = 34 kN/m

· 43,6 kN/m de la planta baja

… un total de 241,2 kN/m concomitantes con un momento de 50 kN·m/m

Se realizan las comprobaciones mediante el método simplificado propuesto por Jiménez Montoya, de modo similar a como se hizo pare el muro bajo el núcleo:

→Axil adimensional, ν

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

· N_d Axil actuante

· A_c Área de la sección de hormigón (se toma 1m de ancho de muro)

· f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

→Momento adimensional, μ

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Donde:

· M_d Momento actuante

· A_c Área de la sección de hormigón (se toma 1m de ancho de muro)

· h Canto de la sección (en este caso espesor del muro)

· f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

→Cuantía de armado adimensional, ω

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

·A_{tot} Área total longitudinal de la armadura (ambas caras, vertical)

·f_{yd} Límite elástico del acero en valor de cálculo

·A_c Área de la sección (se toma 1m de ancho de muro)

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Área de la sección de hormigón	A_c	0,30	m^2
Canto de la sección de hormigón	h	0,3	m^2
Resistencia de cálculo del hormigón a compresión	f_{cd}	20000	kN/m^2
Resistencia de cálculo del acero de armar	f_{yd}	434783	kN/m^2

Axil mayorado actuante	N_d	241	kN
Axil adimensional	v	0,04	

Momento mayorado actuante	M_d	37	kN·m
Momento adimensional	μ	0,02	

Cuantía adimensional	ω	0	
Área de armado necesaria 1 cara		1Ø12c/200	

De nuevo, la sección de hormigón es capaz de resistir los esfuerzos sin necesidad de armadura.

Comprobación de apoyos puntuales

Se asume como adecuado el modelo de viga de gran canto invertida que transmite las cargas concentradas de los soportes en forma de cargas lineales al terreno a través de la zapata corrida. Para ello se utilizan las expresiones propuestas por la EHE basadas en el método de bielas tirantes, obteniendo las tracciones que deberán resistirse.

Para este cálculo se van a comprobar únicamente los soportes bajo las vigas pared, ya que son los únicos susceptibles de causar tracciones relevantes.

→Fuerza de tracción para la armadura de vano en borde superior , T_{1d}

$$T_{1d} = 0{,}09 \cdot P_d \cdot l$$

Donde;

·p_d Reacción en cimentación considerando la carga de los soportes repartida uniformemente en la base.

·l Distancia entre soportes

→Fuerza de tracción para armadura en zona de apoyos , T_{2d}

$$T_{2d} = 0{,}2 \cdot P_d \cdot l$$

Donde:

·p_d Reacción en cimentación considerando la carga de los soportes repartida uniformemente en la base.

·l Distancia entre soportes

Reacción como carga repartida en cimentación	p_d	82	kN/m
Separación entre soportes	l	7,2	m
Tracción en vano en borde superior	T_{1d}	53	kN
Tracción en zona de apoyos	T_{2d}	118	kN

Considerando un límite elástico de f_{yd}=400Mpa se obtendría un armado 4Ø8 para el borde superior y de 5Ø10 para el de la zona de apoyos, a distribuir en una altura de 0,6·4=2,4m.

Estas tensiones quedan holgadamente cubiertas por el zuncho de borde de conexión de losa y el armado base del muro.

Comprobaciones en caso de incendio

Se recuerda que bajo una combinación de tipo frecuente, el análisis de flexo-compresión arrojaba valores seguros para muros sin armado. Ya que en situación accidental se consideran cargas menores y aun previendo una sección de hormigón reducida por pérdida de capacidad estructural del hormigón sometido a altas temperaturas, es probable que el armado siga sin ser a efectos de resistencia estrictamente necesario, y por lo tanto la comprobación del recubrimiento no pertinente.

Deformación

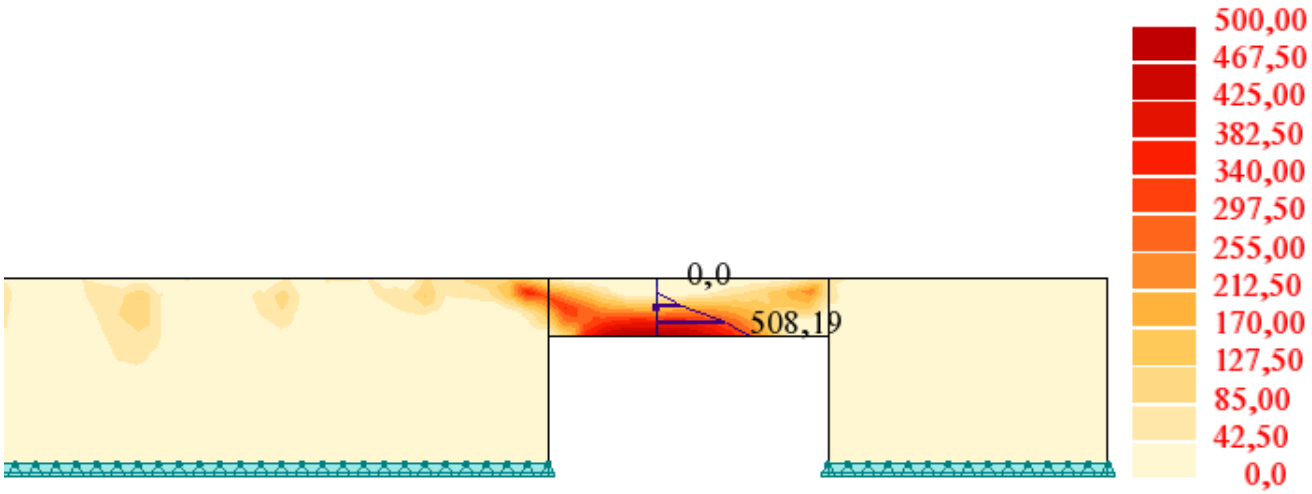
Se trata como hemos visto de un elemento de gran rigidez sometido a unos esfuerzos muy reducidos y no se considera que las comprobaciones puedan arrojar valores limitantes.

Comentarios al modelo de cálculo

En el modelo de cálculo los muros de hormigón se introducen como paneles de elementos finitos.

Tras el cálculo, es posible obtener mapas de tensiones con los que verificar que no se superan las resistencias, mapas de momentos con los que armar flexiones o mapas de tracciones con los que armar elementos puntuales.

Como el cálculo del muro a flexión debido al empuje del terreno ya se ha calculado manualmente, no se introducen estas cargas en el modelo general, que de todas maneras no afectan a la estabilidad del conjunto al estar compensadas con el empuje de las tierras del otro lado del edificio. Se presenta sin embargo, una captura del mapa de tracciones compuestas en dirección horizontal calculadas según Wood & Armer



Img. 42. Mapa de tracciones compuestas en dirección horizontal, en kN/m, para el muro de sótano del eje 17 calculadas por Wood & Armer, para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SU).

Puede observarse que las tracciones horizontales generadas por los apoyos puntuales de los soportes sobre el muro no son significativas.

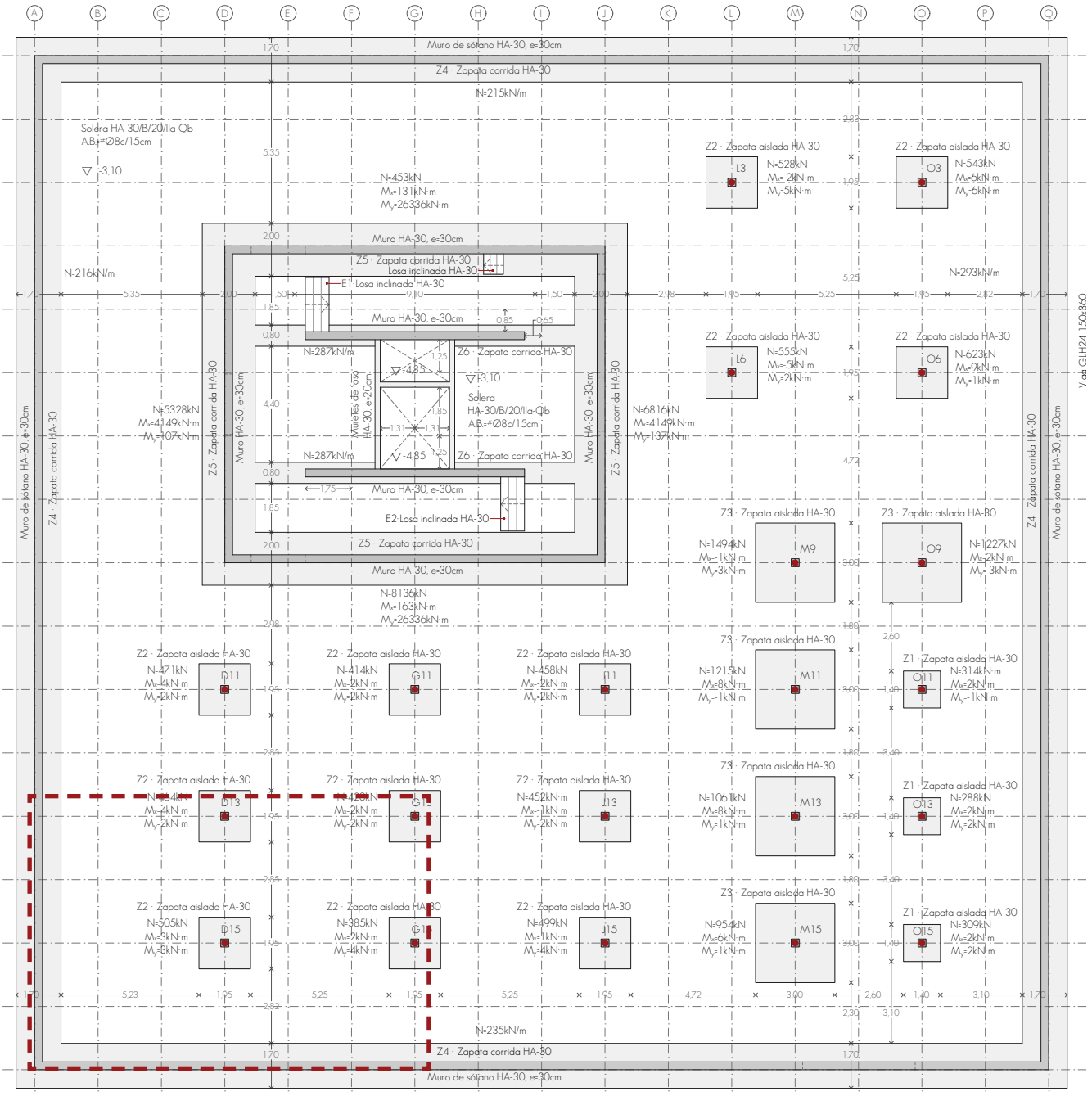
Realizando un corte por el cargadero del hueco de acceso del garaje e integrando las tracciones se obtiene que ha de ser resistido una tracción total de 190 kN, que puede ser cogido con el zuncho perimetral dispuesto en torno al hueco con 4Ø12.

5.11. Losa maciza de hormigón armado

Elemento escogido

A modo de ejemplo se va a dimensionar y armar un paño de la losa maciza de planta baja.

La losa recibe carga de manera uniforme y los soportes están distribuidos de manera ortogonal. Existen al menos 3 vanos en cualquiera de las direcciones analizadas.



Img. 43. Localización de los paños escogidos pra el cálculo manual, en la planta baja.

Acciones

Las acciones, proporcionadas como carga repartida son las siguientes:

Plantas	Categoría	Carga, q_k (kN/m^2)	Carga, q_d (kN/m^2)
Planta baja	PP	8,75	11,81
	CP	4,40	5,94
	Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50

Solicitaciones

Va a utilizarse el método de análisis simplificado de los pórticos virtuales.

En primer lugar se halla el momento isostático de cada vano del pórtico virtual. El procedimiento habría de repetirse para armar la dirección perpendicular.

→Momentos isostáticos de partida, $M_{0,1}$ y $M_{0,2}$

$$M_{0,1} = \frac{q_d \cdot L_2 \cdot L_1^2}{8} \qquad M_{0,2} = \frac{q_d \cdot L_1 \cdot L_2^2}{8}$$

Donde:

·L_1 y L_2 Son las luces en las dos direcciones analizadas

·q_d Carga superficial actuante sobre el forjado en valor de cálculo

Carga en valor de cálculo	q_d	25,25	kN/m^2
Longitud principal	L_1	7,2	m
Longitud transversal	L_2	4,8	m
Momento isostático dirección 1	$M_{0,1}$	785	kN·m
Momento isostático en dirección 2	$M_{0,2}$	524	kN·m

A partir de M_0 se estiman los momentos en las secciones críticas sin ser necesario realizar el análisis de forma explícita

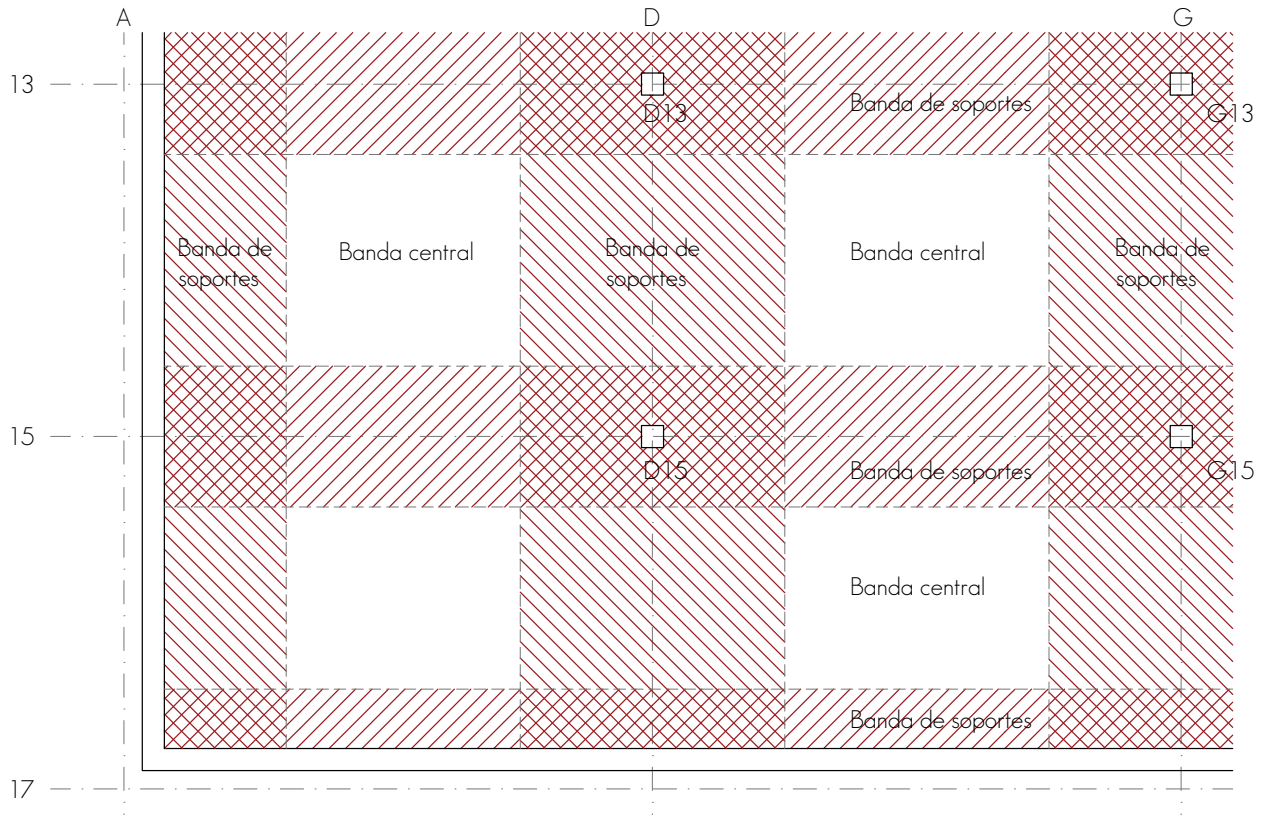
	Vano extremo		Vano intermedio
	Unión rígida	Apoyado en borde	
M^- en apoyo exterior	30%	0	65%
M^+ en vano	52%	63%	35%
M^- en apoyo interior	70%	75%	65%

Los momentos flectores anteriores se distribuyen entre banda de soportes y banda central para cada pórtico virtual y dirección de la siguiente manera:

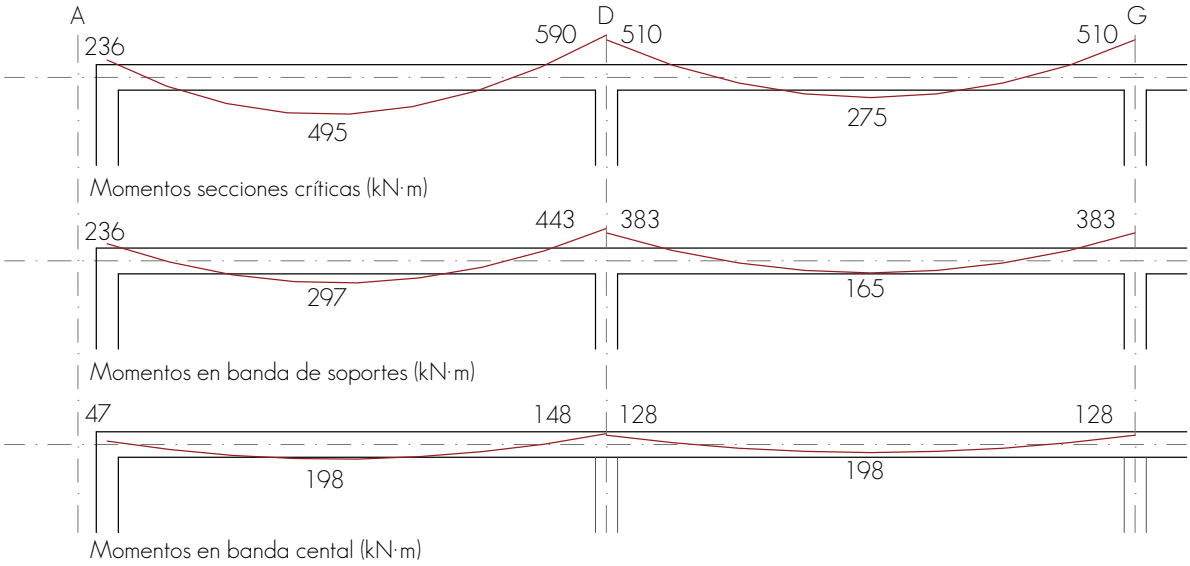
		Soporte interior	Vano	Soporte exterior
Banda soportes	M^+	75%		100%
	M^-	25%		20%
Banda central	M^+		60%	
	M^-		40%	

Puesto que en este caso la sobrecarga no supera 0,5 veces el peso de las cargas permanentes, no se considera necesario mayorar los momentos para considerar el efecto de la alternancia de sobrecargas.

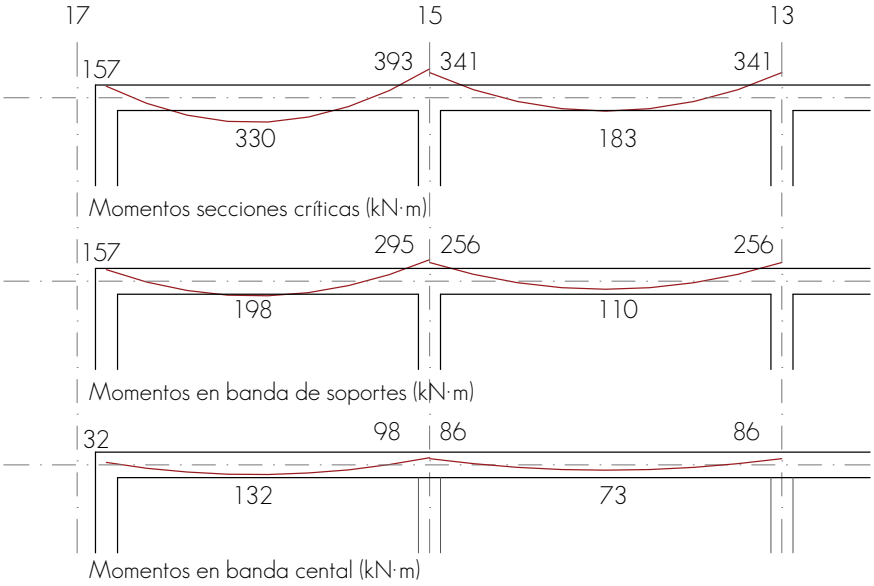
Los momentos anteriores deberán ser resistidos en banda de soportes en un ancho igual a 0,25 veces la luz salvada en la dirección perpendicular a la del análisis por cada lado. La banda central tendrá el ancho restante.



Img. 44. Esquema de las bandas empleadas en el método de armado simplicado.



Img. 45. Diagramas de momentos para bandas en x.



Img. 46. Diagramas de momentos en y.

Los cortantes se hallan a partir del isostático, sumando o restando el cortante hiperestático y utilizando para ello los momentos en las secciones críticas hallados con los coeficientes de reparto de la primera tabla propuesta.

Se halla el cortante en la cara a eje de soporte porque interesa únicamente para conocer la reacción del soporte.

→Cortantes en losas, $V_{0,1}$ y $V_{0,2}$

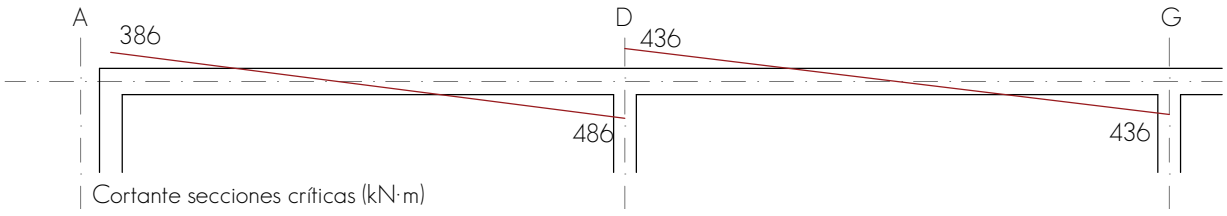
$$V_{0,1} = \frac{q_d \cdot L_1 \cdot L_2}{2} \pm \frac{M_A - M_B}{L_1} \qquad V_{0,2} = \frac{q_d \cdot L_2 \cdot L_1}{2} \pm \frac{M_A - M_B}{L_2}$$

Donde:

·L_1 y L_2 Son las luces en las dos direcciones analizadas

·q_d Carga superficial actuante sobre el forjado en valor de cálculo

·M_A y M_B son los momentos en el extremo de cada vano considerado



Img. 47. Diagrama de cortantes.

Cómo se calcula de manera simplificada con toda la carga del área tributaria, el cortante transmitido en una dirección y en la otra es el mismo.

Conocida la reacción en el soporte considerando un pilar de 30x30, las tensiones producidas por punzonamiento serían:

→Tensión tangencial nominal de cáculo, τ_{sd}

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

Donde:

· $F_{sd,ef}$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo considerando el momento transferido losa-soporte.

· u_1 Perímetro crítico de punzonamiento.

· d Canto útil de la losa. Semisuma del canto útil en ambas direcciones.

→Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, $F_{sd,ef}$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

Donde:

· F_{sd} Esfuerzo de punzonamiento de cálculo obtenido como reacción del soporte

· β Coeficiente de excentricidad de la carga. Puede tomarse simplificadamente 1,15 para soportes interiores.

Perímetro crítico	u_1	4,97	m
Canto útil	d	0,3	m
Esfuerzo de punzonamiento de cálculo	F_{sd}	922	kN
Coeficiente por excentricidad de la carga	β	1,15	
Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo	$F_{sd,ef}$	1060	kN
Tensión tangencial nominal de cálculo en perímetro crítico	τ_{sd}	711	kN/m^2

Propiedades del material

Elemento estructural		Soportes y losa PB	
Designación		HA-30/B/20/IIIa	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIIa	
Clase específica de exposición		-	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	35 (25+ 10)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		300	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

Propiedades de la sección

En el predimensionado se busca conseguir un canto lo suficientemente rígido como para no tener que realizar las comprobaciones de deformación, según el artículo 50 de la EHE y por otro lado, que la sección sea dúctil. A estos efectos va a limitarse la cuantía geométrica al 0,5%.

Puesto que los contornos de la losa no son libres, si no que están unidos rígidamente en todo el borde a los muros del sótano, va a tomarse como relación L/d crítica la de "Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados" que para elementos débilmente armados tiene un valor L/d=24.

Considerando la dirección larga (7,2m) se obtiene un canto útil d=0,3m, por lo que se va a tomar como valor de partida una losa de 35cm de espesor, ya que se prevé un recubrimiento nominal de 3cm y armado base del 10.

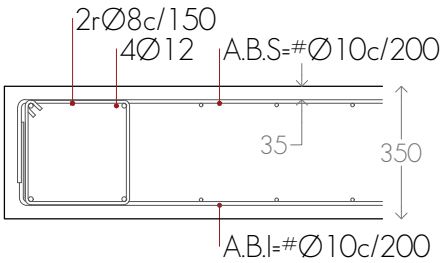
Las cuantías mínimas para este elemento definidas por la EHE son las siguientes:

→ Cuantía geométrica mínima:

·Armadura en una dirección en cada cara: 0,9 ‰· A_c=3,15cm^2 → 1Ø10c/20cm

→Limitación para armadura longitudinal traccionada:

· $A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd}$ = 6,44 cm^2 → 1Ø12c/15cm como armado base o un refuerzo mínimo en todas las zonas traccionadas de +1Ø8c/20cm



Img. 48. Geometría de losa maciza y armado

Comprobación y armado a flexión

Se comprueba en primer lugar que ninguno de los momentos requeridos supera el momento límite que obligaría a disponer armado de compresión y posteriormente se calcula el refuerzo necesario planteando el equilibrio entre el bloque de compresiones capaz de resistir el momento y la armadura.

→Momento límite a partir del cual se requiere armado a compresión, $M_{lím}$

$$M_{lím} = 0{,}372 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Donde:

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

·b Ancho de la sección considerada. En este caso se comprueba por m de losa.

·d Canto útil de la losa

→Equilibrio de bloque comprimido-capacidad de la armadura en la sección, y (a despejar)

$$M_{yd} = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

Donde:

·M_{yd} Momento actuante en valor de cálculo

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

·b Ancho de la sección considerada. En este caso se comprueba por m de losa.

·d Canto útil de la losa

→Capacidad mecánica necesaria de la armadura, U

$$U = f_{cd} \cdot b \cdot y$$

Donde:

·f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

·b Ancho de la sección considerada. En este caso se comprueba por m de losa.

·y Profundidad del bloque comprimido

Nótese que no todas las secciones arrojan necesidad de refuerzo ya que muchas quedan cubiertas por completo con la armadura base de #1Ø10c/200 en ambas caras. Se recuerda sin embargo que hay que disponer la armadura mínima en las zonas traccionadas para garantizar que se supera con esta la capacidad a tracción del hormigón y evitar la rotura frágil.

Los refuerzos necesarios en la dirección de más luz son los siguientes:

Banda de soportes		Paño exterior			Paño intermedio		
		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante en banda	M	236	297	443	383	165	kN·m
Ancho de la banda	b	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	m
Momento solicitante por metro	M_{yd}	65,6	82,5	123,1	106,4	45,8	kN·m
Resistencia de cálculo del hormigón	f_{cd}	20000	20000	20000	20000	20000	kN/m^2
Ancho de losa para cálculo	b	1	1	1	1	1	m
Canto útil de la losa	d	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	m
Profundidad del bloque comprimido	y	0,011	0,014	0,021	0,018	0,008	m
Capacidad mecánica necesaria	u	223	282	425	366	155	kN

Capacidad mecánica base	u_{base}	171	171	171	171	171	kN
Capacidad mecánica refuerzo	u_{ref}	52	111	255	195	0	kN
Refuerzo dispuesto		Ø8c/20	Ø10c/20	Ø16c/20	Ø12c/20	Ø8c/20	

Banda central		Paño exterior			Paño intermedio		
		- Ext.	+Ext	- Int.	-	+	
Momento solicitante en banda	M	47	198	148	128	198	kN·m
Ancho de la banda	b	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	m
Momento solicitante por metro	M_{yd}	13,1	55,0	41,1	35,6	55,0	kN·m
Resistencia de cálculo del hormigón	f_{cd}	20000	20000	20000	20000	20000	kN/m^2
Ancho de losa para cálculo	b	1	1	1	1	1	m
Canto útil de la losa	d	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	m
Profundidad del bloque comprimido	y	0,002	0,009	0,007	0,006	0,009	m
Capacidad mecánica necesaria	u	44	186	139	120	186	kN
Capacidad mecánica base	u_{base}	171	171	171	171	171	kN
Capacidad mecánica refuerzo	u_{ref}	0	15	0	0	15	kN
Refuerzo dispuesto		Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	

Y para la luz menor:

Banda de soportes		Paño exterior			Paño intermedio		
		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante en banda	M	157	198	295	256	110	kN·m
Ancho de la banda	b	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	m
Momento solicitante por metro	M_{yd}	43,6	55,0	81,9	71,1	30,6	kN·m
Resistencia de cálculo del hormigón	f_{cd}	20000	20000	20000	20000	20000	kN/m^2
Ancho de losa para cálculo	b	1	1	1	1	1	m
Canto útil de la losa	d	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	m
Profundidad del bloque comprimido	y	0,007	0,009	0,014	0,012	0,005	m
Capacidad mecánica necesaria	u	147	186	280	242	103	kN
Capacidad mecánica base	u_{base}	171	171	171	171	171	kN
Capacidad mecánica refuerzo	u_{ref}	0	15	109	71	0	kN
Refuerzo dispuesto		Ø8c/20	Ø8c/20	Ø10c/20	Ø8c/20	Ø12c/20	

Banda central		Paño exterior			Paño intermedio		
		- Ext.	+Ext	- Int.	+	-	
Momento solicitante en banda	M	32	132	98	86	73	kN·m
Ancho de la banda	b	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	m
Momento solicitante por metro	M_{yd}	8,9	36,7	27,2	23,9	20,3	kN·m
Resistencia de cálculo del hormigón	f_{cd}	20000	20000	20000	20000	20000	kN/m^2

Ancho de losa para cálculo	b	1	1	1	1	1	m
Canto útil de la losa	d	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	m
Profundidad del bloque comprimido	y	0,001	0,006	0,005	0,004	0,003	m
Capacidad mecánica necesaria	u	30	123	91	80	68	kN
Capacidad mecánica base	u_{base}	171	171	171	171	171	kN
Capacidad mecánica refuerzo	u_{ref}	0	0	0	0	0	kN
Refuerzo dispuesto		Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	Ø8c/20	

Para ver la disposición final de los armados consultar el plano de refuerzo.

Comprobación de punzonamiento

En el apartado de esfuerzos se estudió ya que la tensión actuante previsible en función de la reacción del soporte más cargado dentro de la zona de estudio era de 0,71 N/mm^2.

Se comprueba en primer lugar si la sección es capaz de resistir sin armadura a punzonamiento:

→Tensión máxima resistente en el perímetro crítico, τ_{rd}

$$\tau_{rd} = \frac{0{,}18}{\gamma_c}\xi(100\rho_l f_{cv})^{1/3} \quad \geq \quad \tau_{rd} = \frac{0{,}075}{\gamma_c}\xi^{3/2} f_{cv}{}^{1/2}$$

Donde:

·f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa. f_{cv}=f_{ck} (no mayor a 15MPa si control indirecto)

·γ_c Coeficiente parcial de seguridad del material

·ξ Coeficiente de cortante

·ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción anclada a una distancia d

→Coeficiente de cortante, ξ

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2{,}0$$

Donde:

·d Canto útil de la sección, en mm.

→Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, ρ_1

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0{,}02$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{(a_x + 6d) \cdot d} \qquad \rho_y = \frac{A_{sy}}{(a_y + 6d) \cdot d}$$

Donde:

·A_{sx} y A_{sy} Área de la armadura longitudinal principal de tracción pasiva

·a_x y a_y Ancho del soporte en la dirección x y en la y respectivamente

·ρ_x y ρ_y Cuantías en dos direcciones perpendiculares en un ancho igual a la dimensión del soporte más 3d a cada lado del mismo.

· ρ_l Cuantía geométrica de armadura longitudinal principal de tracción de la losa

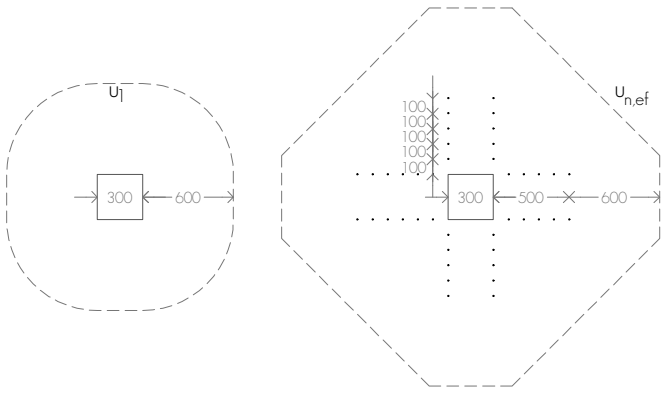
·d Canto útil de la losa

Coeficiente parcial de seguridad del material	γc	1,5	
Canto útil	d	300	mm
Coeficiente de cortante	ξ	1,82	
Área de armadura traccionada en x en ancho= a_x+3d	A_{sx}	2936	mm^2
Área de armadura traccionada en y en ancho= a_y+3d	A_{sy}	824	mm^2
Dimensión del soporte en x	a_x	300	mm
Dimensión del soporte en y	a_y	300	mm
Cuantía de acero traccionado en x	ρ_x	0,0047	
Cuantía de acero traccionado en y	ρ_y	0,0013	
Cuantía de acero traccionado	ρ_l	0,0025	
Resistencia efectiva del hormigón a cortante	f_{cv}	30	N/mm^2
Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma	τ_{rd}	0,42	N/mm^2
Esfuerzo cortante por tracción en el alma mínimo	τ_{rd}	0,67	N/mm^2

Que sería insuficiente para cubrir la tensión de punzonamiento actuante.

Como resulta necesaria la armadura de punzonamiento deben realizarse tres comprobaciones: en la zona con armadura transversal, en la zona exterior a la armadura de punzonamiento y en la zona adyacente al soporte o carga.

Se disponen crucetas con redondos compuestas de 4Ø8 longitudinales de montaje y 5 cercos de 2rØ8c/10cm.



Img. 49. Esquema de perímetros de punzonamiento y armado.

→ Comprobación en la zona con armadura transversal:

$$\tau_{sd} \leq 0{,}75\tau_{rd} + 1{,}5 \cdot \frac{A_{sw} f_{y\alpha,d} \operatorname{sen} \alpha}{s \cdot u_1}$$

Donde:

·τ_{sd} Tensión tangencial nominal de cálculo

·τ_{rd} Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

· A_{sw} Área total de la armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada

· s Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura o entre el perímetro y la cara del soporte (si sólo hay uno).

· $f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_α no mayor que 400 MPa

· u_1 Perímetro crítico de punzonamiento

Tensión tangencial nominal de cálculo	τ_{sd}	0,71	N/mm^2
Tensión máxima resistente en el perímetro crítico	τ_{rd}	0,67	N/mm^2
Área total de la armadura de punzonamiento en perímetro	A_{sw}	402,1	mm^2
Distancia en dirección radial entre dos perímetros	s	100	mm
Resistencia de cálculo de la armadura	$f_{y\alpha,d}$	400	N/mm^2
Ángulo de la armadura de punzonamiento	α	90	º
Perímetro crítico de punzonamiento	u_1	4970	mm
Capacidad en zona con armadura transversal		1,3	N/mm^2

→ Comprobación en la zona exterior a la armadura de punzonamiento:

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c}\xi(100\rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}}\right) u_{n,ef} \cdot d$$

Donde:

· $F_{sd,ef}$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo considerando el momento transferido losa-soporte

· f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa. $f_{cv}=f_{ck}$ (no mayor a 15MPa si control indirecto)

· γ_c Coeficiente parcial de seguridad del material

· ξ Coeficiente de cortante

· ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $U_{n,ef}$

· $U_{n,ef}$ Perímetro en zona exterior de armadura de punzonamiento

· d canto útil de la sección

Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo	$F_{sd,ef}$	922.000	N
Resistencia efectiva del hormigón a cortante	f_{cv}	30	N/mm^2
Coeficiente parcial de seguridad del material	γ_c	1,5	
Coeficiente de cortante	ξ	1,82	
Cuantía geométrica de la armadura que atraviesa $U_{n,ef}$	ρ_l	0,0025	
Perímetro en zona exterior de armadura de punzonamiento	$U_{n,ef}$	7710	mm
Canto útil de la sección	d	300	mm
Capacidad en zona exterior a la armadura punzonamiento		982.801	N

→ Comprobación en la zona adyacente al soporte o carga

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{1cd}$$

Donde:

· $F_{sd,ef}$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo considerando el momento transferido losa-soporte

· u_0 Perímetro de comprobación. En soporte interior se corresponde con el perímetro del soporte.

· d Canto útil de la sección

· f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón = 0,6 f_{cd}

Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo	$F_{sd,ef}$	1060300	N
Perímetro del soporte	u_0	1200	mm
Canto útil de la sección	d	300	mm
Resistencia a compresión del hormigón	f_{1cd}	12	N/mm^2
Esfuerzo en zona adyacente a la carga		2,95	N/mm^2
Capacidad en zona adyacente a la carga		6,00	N/mm^2

Comprobación en caso de incendio

Se va a realizar una comprobación del recubrimiento de las armaduras tal y como se propone en el Anejo C del CTE DB-SI. 3

Se va a analizar únicamente la sección más ajustada, para que el coeficiente de sobredimensionado sea el mínimo posible y obtener el valor más seguro de armadura equivalente.

Para hallar los valores de momento en situación de incendio se multiplican los valores obtenidos en el apartado anterior por el coeficiente η_{fi}. Los valores de resistencia se han hallado comprobando la capacidad de las secciones utilizando para ellos coeficientes de seguridad parciales del material con valor 1.

Luz mayor, banda de soportes		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante por metro	$M_{y,fi}$	43	54	81	70	30	kN·m
Capacidad a momento	$M_{R,fi}$	94	115	200	139	94	kN·m
Ratio	μ_{fi}	0,46	0,47	0,41	0,50	0,32	
Luz mayor, banda central		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante por metro	$M_{y,fi}$	9	36	27	23	36	kN·m
Capacidad a momento	$M_{R,fi}$	94	94	94	94	94	kN·m
Ratio	μ_{fi}	0,09	0,39	0,29	0,25	0,39	
Luz menor, banda de soportes		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante por metro	$M_{y,fi}$	28,8	36,3	54,0	46,9	20,1	kN·m
Capacidad a momento	$M_{R,fi}$	94	94	115	94	94	kN·m
Ratio	μ_{fi}	0,31	0,39	0,47	0,50	0,21	
Luz menor, banda central		- Ext.	+	- Int.	-	+	
Momento solicitante por metro	$M_{y,fi}$	5,9	24,2	17,9	15,8	13,4	kN·m
Capacidad a momento	$M_{R,fi}$	94	94	94	94	94	kN·m
Ratio	μ_{fi}	0,06	0,26	0,19	0,17	0,14	

Puede observarse que en general el ratio de aprovechamiento es muy bajo. Va a tomarse el valor más desfavorable de 0,5; aunque en rigor habría que calcular cada sección según su aprovechamiento y con el

armado concreto que tenga. Con este coeficiente μ_{fi} se obtiene de la tabla C.1 el valor de corrección por diferentes temperaturas críticas del acero, Δa_{si}, que tendría en este caso un valor de 0mm.

El valor de 0,5 se corresponde con la sección para la dirección x (la que está orientada según la luz más larga), para una sección de momento negativo de un paño intermedio. Si se consideran los acabados es probable que la comprobación no fuese de modo alguno determinante. En cualquier caso, va a comprobarse por ser la pésima, dando por válidas el resto de secciones críticas que si podrían estar expuestas.

→Distancia mínima al eje de armadura equivalente, a_m

$$a_m = \frac{\sum[A_{si} f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} f_{yki}}$$

Donde:

· A_{si} Área de cada una de las armaduras i, pasiva o activa

· a_{si} Distancia del eje de cada una de las armaduras i, al paramento expuesto más próximo

· f_{yki} Resistencia característica del acero de las armaduras i

· Δa_{si} Corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y las condiciones particulares de exposición al fuego

El valor mínimo de la distancia al eje de la armadura equivalente que ha de respetarse viene especificado en la tabla C.4 para distintos elementos estructurales y requerimientos en minutos de resistencia al fuego. En este caso se estudia una losa que ha de garantizar una resistencia R120 por formar parte de la sectorización del garaje, con lo que se obtiene un mínimo de 30mm.

Armados utilizados		Ø8	Ø10	Ø12	Ø16
Área de cada una de las armaduras	A_{si}	250	393	565	1005
Distancia del eje de las armaduras al paramento expuesto	a_{si}	29,0	30,0	31,0	33,0
Resistencia característica del acero de las armaduras	f_{yki}	500	500	500	500
Número de armaduras en la sección		0	5	5	0
Corrección debida a diferentes temperaturas críticas	Δ_{asi}	0	0	0	0
Sumatorio numerador		0	29475000	43787500	0
Sumatorio denominador		0	982500	1412500	0
Distancia mínima equivalente al eje	a_m	30,6	mm		
Distancia mínima exigible Tabla C.4	$a_{m,min}$	30	mm		

El recubrimiento equivalente estaría cumpliendo pero de manera bastante ajustada. Considerando que todos los cálculos se han realizado para un canto útil, d=30cm y que el recubrimiento requerido por durabilidad es r=3,5cm queda margen aun para disponer 3cm de recubrimiento sin necesidad de rehacer los cálculos. El propio recubrimiento por durabilidad en clase IIIa es de 35mm.

Además deberán considerarse las siguientes disposiciones constructivas relativas a las armaduras:

· Para losas macizas sobre apoyos lineales y en los casos de resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos deberá prolongarse un 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en extremos sustentados.

· Para losas macizas sobre apoyos puntuales y en los casos de resistencia al fuego R 90 o mayor, el 20% de

la armadura superior sobre soportes deberá prolongarse a lo largo de todo el tramo.

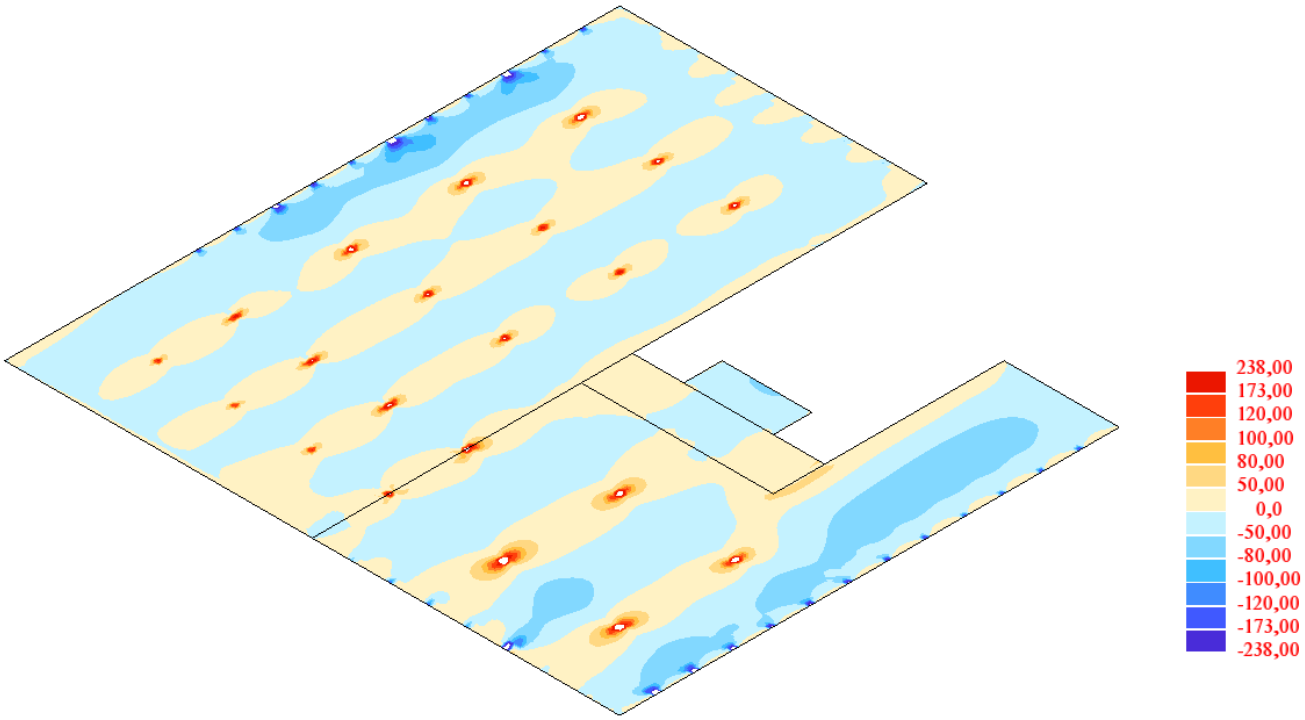
Comprobación de deformación

El canto propuesto cumple con las condiciones establecidas en la EHE como necesarias para poder evitar un cálculo detallado de las deformaciones incluyendo fisuración y fluencia.

Comentarios al modelo de cálculo

Alternativamente al cálculo simplificado, puede aprovecharse la introducción de la losa de hormigón en el modelo de cálculo para obtener un mapa de momentos con el que armar la losa.

En el mapa mostrado abajo los colores de la escala se han hecho corresponder con la capacidad que tendrían los refuerzos (50 kN·m sería la capacidad del armado base con #1Ø10c/200, 80 kN·m supondría reforzar la armadura base con 1Ø8c/200, etc.)



Img. 50. Mapa de momentos para la dirección Norte-Sur para la losa de planta baja. Combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SU-c+0,75N).

Como criterio general de armado que asegure que las tracciones quedan debidamente cubiertas y mediante la utilización de mapas de momentos se propone el siguiente criterio:

·Momentos negativos:

·En banda de soportes: se debe cubrir 1/3 de la luz de los vanos adyacentes.

·En banda central: se debe cubrir 1/4 de la luz de los vanos adyacentes.

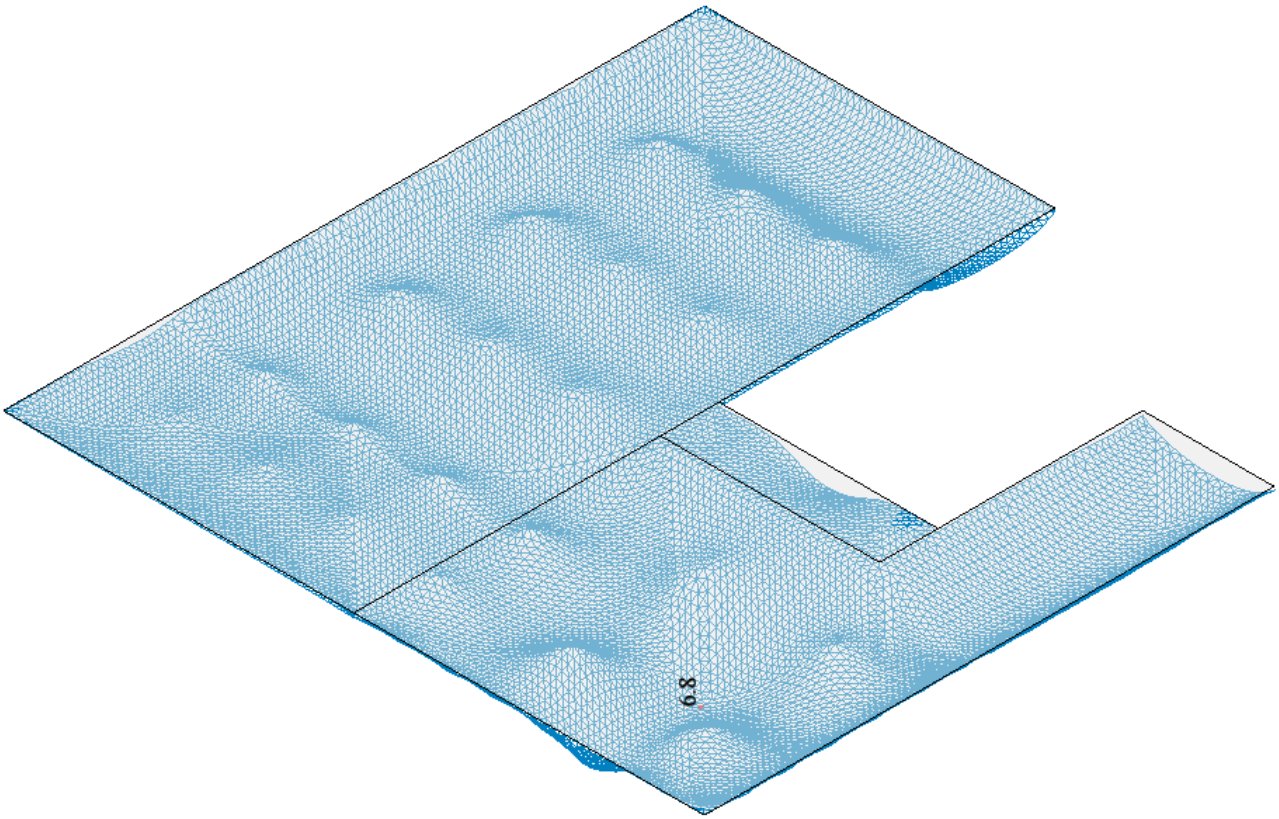
·Momentos positivos:

·En banda central y de soportes: se debe cubrir 1/8 de la luz del vano.

Las distancias sugeridas anteriormente cubren holgadamente las zonas traccionadas respetando también las necesidades de anclaje y decalaje en losas regulares y de comportamiento predecible, simplificando enormemente el proceso de hallar los puntos de momento nulo y arrojando un armado regular y fácilmente ejecutable y controlable en obra.

También podría utilizarse el modelo para obtener valores de deformación de la losa. Las deformaciones así

calculadas sólo se corresponderían con las flechas instantáneas (obviando los incrementos de flecha por efectos de fisuración y fluencia).

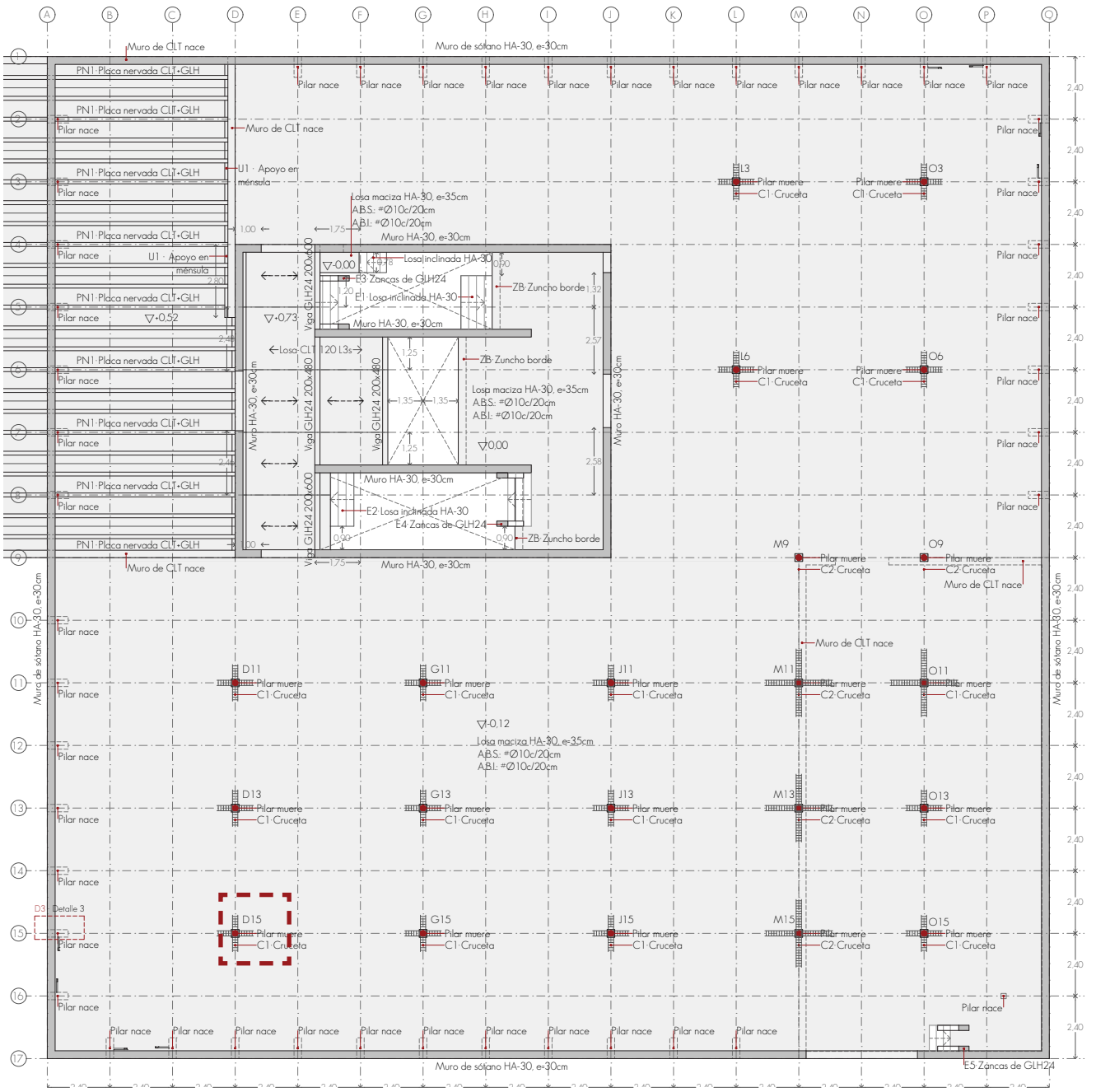


Img. 51. Deformaciones instantáneas para losa de hormigón de planta baja y combinación 601 (PP+CP+SUc)

5.12. Soportes de hormigón armado

Elemento escogido

Se escoge el soporte D15. En el caso de los soportes de hormigón todos salvan una planta y tienen condiciones de carga y contorno similares (a excepción de aquellos sobre los que descargarían los muros de carga del salón de actos). Sin embargo, se escoge este porque ya se conocen la mayor parte de las solicitaciones tras haber analizado los paños que sujeta. En este sentido, se recomienda revisar el apartado 5.10 de esta memoria para comprender cómo se han obtenido los esfuerzos.



Img. 52. Localización del soporte D15 escogido para el cálculo manual, de la planta sótano a la planta baja.

Acciones

El elemento estaría sometido a las mismas acciones que se vieron para la losa y que se recuerdan a continuación.

Plantas	Categoría	Carga, q_k (kN/m^2)	Carga, q_d (kN/m^2)

Planta baja	PP	8,75	11,81
	CP	4,40	5,94
	Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50

Esfuerzos

El soporte estaría sometido a un axil de 922 kN, en valor de cálculo; obtenido como la suma de los cortantes de las losas a ambos lados del mismo.

Además del axil, el método de pórticos virtuales proporciona un momento mínimo entre vanos contiguos desequilibrados que deberá ser transmitido al pilar y que se corresponde con:

→Momento de soporte por método de pórticos virtuales, M_d

$$\mathbf{M_d = 0{,}07[(g_d + 0{,}5q_d)L_2(L_{11})^2 - g_d L_2(L_{12})^2]}$$

Donde:

·g_d y q_d Cargas superficiales permanentes y variables respectivamente en valor de cálculo

·L_2 Ancho del pórtico virtual

·L_{11} y L_{12} Longitud del vano analizado por la izquierda y por la derecha respectivamente

Cargas permanentes	g_d	17,75	kN/m^2
Carga variable	q_d	7,50	kN/m^2

Longitud de vano por la izquierda en torno z	L_{1z}	7,2	m
Longitud de vano por la derecha en torno z	L_{2z}	7,2	m
Ancho de la banda de soportes en torno z	L_{2z}	2,8	m
Momento del soporte en torno a z	$M_{z,d}$	38,1	kN·m

Longitud de vano por la izquierda en torno a y	L_{1y}	4,8	m
Longitud de vano por la derecha en torno y	L_{2y}	4,8	m
Ancho de la banda de soportes en torno a y	L_{2y}	3,6	m
Momento del soporte en torno y	$M_{y,d}$	21,8	kN·m

Además hay que comprobar que los momentos transmitidos por la losa no son menores a los que induce la excentricidad mínima propuesta por la EHE-08 (que para un soporte de 0,3m son 0,02m).

$M_{mín}=N_d \cdot e_{min}=922 \cdot 0{,}02=18{,}44$ kN·m

Como los soportes están bajo rasante no se consideran cargas horizontales.

Propiedades del material

Elemento estructural		Soportes y losa PB	
Designación		HA-30/B/20/IIIa	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	

Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIIa	
Clase específica de exposición		-	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	35 (25+ 10)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		300	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%
Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

Propiedades de la sección

Se dispone una sección de 30x30cm. El armado mínimo a considerar según la EHE-08 es el siguiente:

→ Cuantía geométrica mínima:

· Armadura longitudinal: 4 ‰· A_c=3,6cm^2 → 4Ø 12

→Cuantía mecánica vertical en compresión simple o compuesta

· Área mínima total en las dos caras: A'_s=0,1· N_d / $f_{yc,d}$=2,3 cm^2

· Área máxima total en las dos caras: A'_s=f_{cd}· A_c/$f_{yc,d}$=37,5cm^2

Puede observarse que en ningún caso la cuantía mecánica es limitativa.

Por otra parte, se han de tener en cuenta las siguientes limitaciones respecto al armado en secciones sometidas a compresión simple o compuesta:

→Separación de armadura transversal, s_t

· s_t ≤15Ø$_{mín}$ = 18cm

· Ø$_t$ ≤0,25· Ø$_{máx}$ =3mm (se usa mínimo Ø8)

Además las armaduras transversales deben densificarse en las secciones de solapo con las esperas de cimentación.

→Comprobación de cercos en zonas de solapo

$$n(\pi\phi_t^2)/4 \geq (\pi\phi_L^2)/4$$

Donde:

·n Número de cercos en la zona del solapo

·ϕ_t Diámetro de los cercos en la zona de solapo

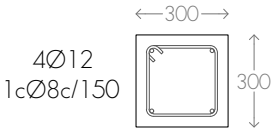
·ϕ_L Diámetro de la armadura de mayor diámetro en la zona de solapo

Considerando una longitud de solapo para redondos del Ø12 con una separación entre solapos >120mm y un porcentaje de barras a tracción del 50% de 50cm se pueden disponer cØ8c/15cm, con lo que quedarían 3 cercos en esta zona con un área de 1,5cm^2 frente a los 1,13cm^2 de la armadura longitudinal. Por otra parte la separación máxima según el apartado anterior era de 18cm, por lo que se van a disponer cercos cada 15cm en toda la altura del soporte.

→Separación entre barras longitudinales consecutivas, s

·s ≤30cm

·s ≤3·b=90cm



Img. 53. Sección de soporte de sótano D5.

Comprobación a flexo-compresión esviada

Se utiliza el método simplificado propuesto en el Anejo 7, apartado 6 de la EHE-08 que asimila la flexo-compresión esviada a un estado de flexocompresión recta que proporciona un armado del lado de la seguridad.

Se propone un armado simétrico a 4 caras. Para un momento mayor en torno al eje z que en torno al eje y, las expresiones del método simplificado son las siguientes:

Solicitación de momento equivalente en el eje más cargado:

→Momento equivalente de soporte, M'_{zd}

$$M'_{zd} = M_{zd} + \beta\frac{h}{b}M_{yd}$$

Donde:

·M_{zd} y M_{yd} Momentos de cálculo actuantes en torno a los ejes z e y respectivamente

·β Coeficiente tabulado según esfuerzo normal reducido. Para cuantías ω>0,6 los valores se aumentan en 0,1 y para cuantías ω<0,2 se reducen en 0,1.

·b y h Ancho y largo de la sección del soporte, respectivamente

Área de la sección de hormigón	A_c	0,090	m^2
Canto de la sección de hormigón	h	0,300	m^2
Resistencia de cálculo del hormigón a compresión	f_{cd}	20000	kN/m^2
Resistencia de cálculo del acero de armar	f_{yd}	434783	kN/m^2

Axil mayorado actuante	N_d	922	kN
Axil adimensional	ν	0,51	

Momento actuante en torno a z	M_{zd}	38,1	kN·m
Momento actuante en torno a y	M_{yd}	21,8	kN·m
Coeficiente según axil reducido	β	0,6	
Momento equivalente en flexión recta	M'_{zd}	51,2	kN·m
Momento adimensional	μ	0,07	

Armado a una cara vertical		4Ø12	
Área total de las armaduras en la sección	A_{tot}	0,0004524	m^2
Cuantía adimensional	ω	0,11	

Valores adimensionales que contrastados en los ábacos propuestos en el libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya arroja valores holgadamente seguros.

Comprobaciones en caso de incendio

Se va a realizar una comprobación del recubrimiento de las armaduras tal y como se propone en el Anejo C del CTE DB-SI. En primer lugar se estima el valor de los esfuerzos en situación de incendio. De manera simplificada la normativa permite usar a estos fines el valor

Como el coeficiente de corrección debido a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, Δa_{si}, es siempre igual a 0, independientemente del coeficiente de sobredimensionamiento en situación de incendio, se puede calcular directamente la distancia mínima al eje de la armadura equivalente de los pilares.

→Distancia mínima al eje de armadura equivalente, a_m

$$a_m = \frac{\sum[A_{si} f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} f_{yki}}$$

Donde:

· A_{si} Área de cada una de las armaduras i, pasiva o activa

· a_{si} Distancia del eje de cada una de las armaduras i, al paramento expuesto más próximo

· f_{yki} Resistencia característica del acero de las armaduras i

· Δa_{si} Corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y las condiciones particulares de exposición al fuego

El valor mínimo de la distancia al eje de la armadura equivalente que ha de respetarse viene especificado en la tabla C.2 para soportes y muros; asi como los requerimientos en minutos de resistencia al fuego. En este

caso se estudia un pilar que ha de garantizar una resistencia R120 por pertenecer a un sector de uso garaje.

Armados utilizados		Ø8		Ø10	Ø12	Ø16
Área de cada una de las armaduras	A_{si}	250		393	565	1005
Distancia del eje de las armaduras al paramento expuesto	a_{si}	42,0		43,0	44,0	46,0
Resistencia característica del acero de las armaduras	f_{yki}	500		500	500	500
Número de armaduras en la sección		0		0	4	0
Corrección debida a diferentes temperaturas críticas	Δ_{asi}	0		0	0	0
Sumatorio numerador		0		0	49720000	0
Sumatorio denominador		0		0	1130000	0
Distancia mínima equivalente al eje	a_m	44,0	mm			
Distancia mínima exigible Tabla C.4	$a_{m,min}$	40	mm			

Para el cálculo de la distancia del eje de las armaduras al paramento expuesto, a_{si} se ha considero la utilización de cercos del Ø8. El recubrimiento de 35mm establecido por durabilidad es suficiente.

Deformaciones

Al no existir acciones horizontales de viento bajo-rasante no se considera necesario comprobar el desplome de los elementos. Se considera que la losa de planta baja es lo suficientemente rígida para transmitir los empujes de los muros de contención al núcleo o a los muros transversales.

Comentarios al modelo de cálculo

Los soportes son introducidos como barras de hormigón armado. Gracias al programa es posible comprobar todos los soportes y obtener un armado que cubra todas las situaciones de interacción axil-momento generadas a través de las combinaciones introducidas.

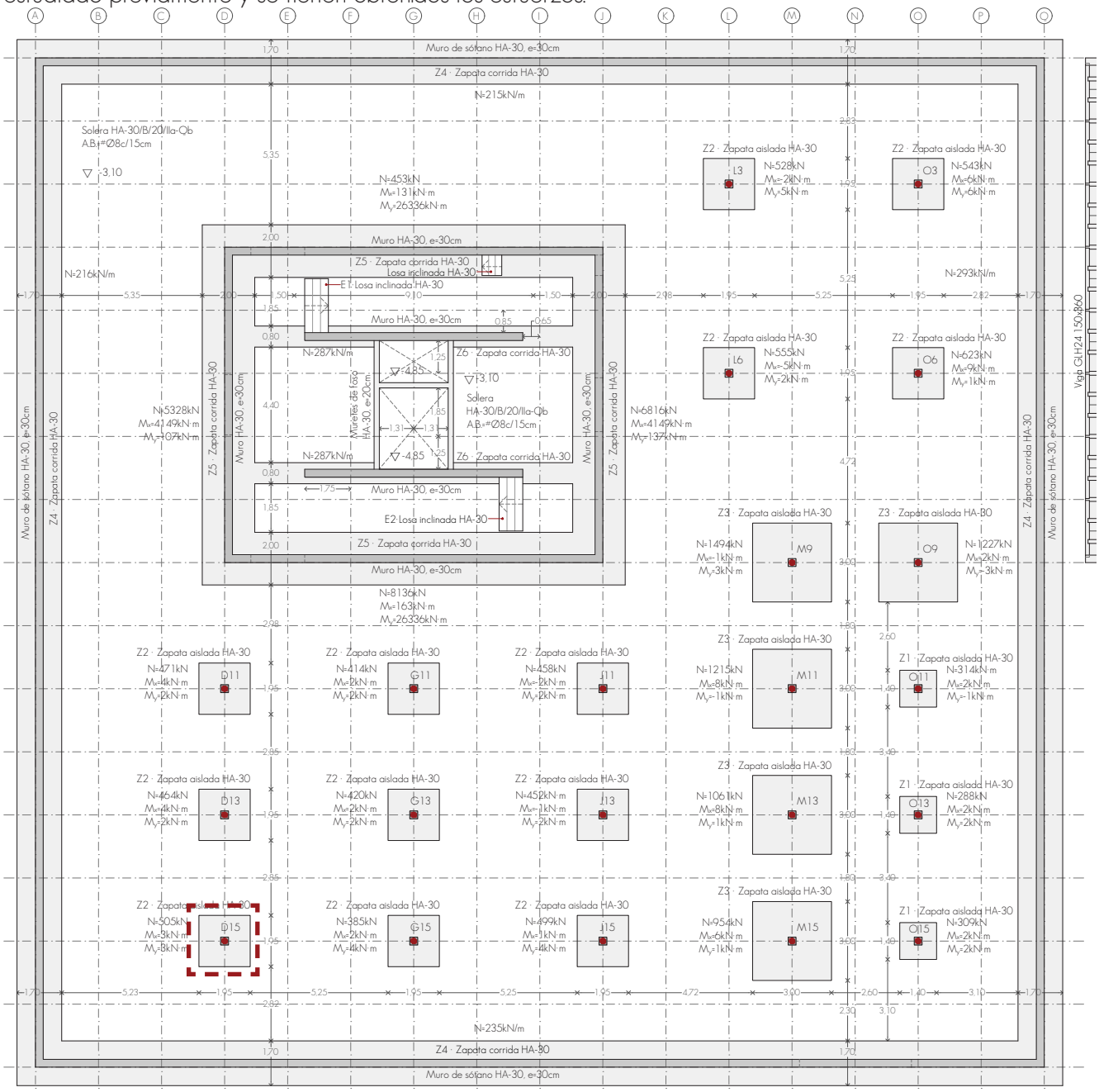
Como demuestra en el apartado 6.3 de esta memoria el edificio es intranslacional, especialmente esta planta bajo rasante, por lo que los coeficientes de longitud de pandeo se toman como 1 de manera simplificada y conservadora.

Durante las comprobaciones de elementos se detecta, como era esperable, un incremento de armado en aquellos que coinciden debajo del muro de salón de actos, incremento que por otra parte, no implica el aumento de la sección respecto al resto de pilares.

5.13. Zapata aislada bajo pilares de hormigón armado del sótano

Elemento escogido

Se van a realizar las comprobaciones para la zapata situada bajo el soporte D15, ya que había sido estudiado previamente y se tienen obtenidos los esfuerzos.



Img. 54. Zapata aislada escogida para el cálculo, localización en plano de cimentación.

Acciones

Las cargas se corresponden con las aplicadas sobre el soporte de aparcamiento que ya se había estudiado previamente, y que se recuerdan a continuación:

Plantas	Categoría	Carga, q_k (kN/m^2)	Carga, q_d (kN/m^2)
Planta baja	PP	8,75	11,81
	CP	4,40	5,94
	Zonas destinadas al público (C)	5,00	7,50

Esfuerzos

Para las comprobaciones del terreno (presión admisible, vuelco, deslizamiento) es necesario obtener los esfuerzos obtenidos mediante una combinación del tipo persistente o transitoria a la que se le aplican coeficientes parciales de seguridad de las acciones iguales a 1.

El axil se había hallado para el soporte como suma de los cortantes de los paños de losa, que a su vez habían sido obtenidos mediante una aproximación con el método de los pórticos virtuales. Repitiendo las operaciones de obtención de momentos y cortantes se obtiene un axil en valores válidos para terreno de 633 kN.

El propio método indicaba un porcentaje mínimo de momento que el soporte debería ser capaz de soportar.

Se va a realizar el mismo cálculo, utilizando valores en valor de servicio:

→Momento de soporte por método de pórticos virtuales, M_T

$$M_T = 0{,}07[(g_T + 0{,}5q_T)L_2(L_{11})^2 - g_T L_2(L_{12})^2]$$

Donde:

· g_T y q_T Cargas superficiales permanentes y variables respectivamente en valor de cálculo

· L_2 Ancho del pórtico virtual

· L_{11} y L_{12} Longitud del vano analizado por la izquierda y por la derecha respectivamente

Cargas permanentes	g_T	13,2	kN/m^2
Carga variable	q_T	5,0	kN/m^2

Longitud de vano por la izquierda en torno z	L_{11z}	7,2	m
Longitud de vano por la derecha en torno z	L_{12z}	7,2	m
Ancho de la banda de soportes en torno z	L_{2z}	2,8	m
Momento del soporte en torno a z	$M_{z,d}$	25,4	kN·m

Longitud de vano por la izquierda en torno a y	L_{11y}	4,8	m
Longitud de vano por la derecha en torno y	L_{12y}	4,8	m
Ancho de la banda de soportes en torno a y	L_{2y}	3,6	m
Momento del soporte en torno y	$M_{y,d}$	14,5	kN·m

Además hay que comprobar que los momentos transmitidos por la losa no son menores a los que induce la excentricidad mínima propuesta por la EHE-08 (que para un soporte de 0,3m son 0,02m).

$M_{mín}=N_T \cdot e_{min}=663 \cdot 0{,}02=13{,}3$, kN·m

Como los soportes están bajo rasante no se consideran cargas horizontales.

Se va a considerar en la base de los soportes la mitad del momento que el calculado en cabeza, o el momento mínimo en el eje pésimo si fuera más restrictivo. En la siguiente tabla se resumen los valores necesarios para el cálculo.

Se recuerdan además los valores de axil y momento obtenidos para el soporte para comprobaciones de estados límite últimos y armado (para ver cómo se han hallado consultar el apartado de soportes).

		Terreno	Estructura	
Axil total	N	713	922	kN
Momento en torno a z	M_z	13,3	19	kN·m
Momento en torno a y	M_y	7,5	11	kN·m

Los valores arriba obtenidos por el método de pórticos virtuales conducen a esfuerzos demasiado conservadores, en comparación con los obtenidos mediante una bajada de cargas convencional por áreas tributarias. Van a usarse sin embargo estos esfuerzos para realizar el dimensionado a mano, pues son fácilmente alcanzados por otras zapatas en situaciones más desfavorables que la señalada. Las cargas de la tabla anterior incluyen también el peso propio de la zapata.

Sobre el plano de cimentación se muestran los esfuerzos y dimensiones finales obtenidos según el modelo de cálculo, los procedimientos de dimensionado y armado de los elementos de cimentaciones siguen las directrices indicadas en lo que queda de apartado.

Propiedades de los materiales

→Hormigón en elementos en contacto con el terreno

Elemento estructural		Cimentación y muros sótano	
Designación		HA-30/B/20/IIa-Qb	
Resistencia característica 28 días	f_{ck}	30	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_c	1,5	
Resistencia de cálculo	f_{cd}	20	MPa
Consistencia y asentamiento		B (6-9)	cm
Limitación árido grueso		20	mm
Clase general de exposición		IIa	
Clase específica de exposición		Qb	
Vida útil		50	años
Tipo de cemento		CEM II/B-V 32,5 MR	
Recubrimiento	$r_{mín}+\Delta r$	50 (70 contra terreno)	mm
Máxima relación agua/cemento		0,5	
Mínimo contenido de cemento		350	kg/m^3
Control del hormigón		Estadístico	

→Acero en barras corrugadas y mallas electrosoldadas

Designación		B 500 S	ME 500 S	
Límite elástico	f_y	≥500	≥500	MPa
Coeficiente parcial de seguridad	γ_s	1,15	1,15	
Resistencia de cálculo	fyd	434,78	434,78	MPa
Carga unitaria de rotura		≥550	≥550	MPa
Alargamiento de rotura	$\varepsilon_{u,5}$	≥12	≥12	%
Alargamiento total bajo carga máxima	$\varepsilon_{máx}$	≥5,0	≥5,0	%

Relación fs/fy		≥1,05	≥1,05	
Módulo de Young	E_s	200000	200000	MPa

Propiedades de la sección

Puesto que se obtienen valores poco significativos de momento en las direcciones, se va a realizar el predimensionado como zapata cuadrada, utilizando la siguiente expresión:

→Ancho del cimiento, b

$$b = L = 2 \cdot e_m + \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot N_T}{\sigma_{adm}}}$$

Donde:

· N_T Axil de cálculo para comprobaciones del terreno

· σ_{adm} Tensión admisible del terreno

· e_m Media de las excentricidades con las que se aplica el axil en dos direcciones

Axil de combinaciones para terreno	N_T	663	kN
Tensión admisible del terreno	σ_{adm}	200	kN/m^2
Excentricidad en torno a z	e_z	0,02	m
Encentricidad en torno a y	e_y	0,01	m
Ancho del cimiento	b	1,94	m

Como no se prevé que pueda superarse la tensión admisible del estrato meteorizado va a utilizarse la tensión admisible de 200 kN/m^2

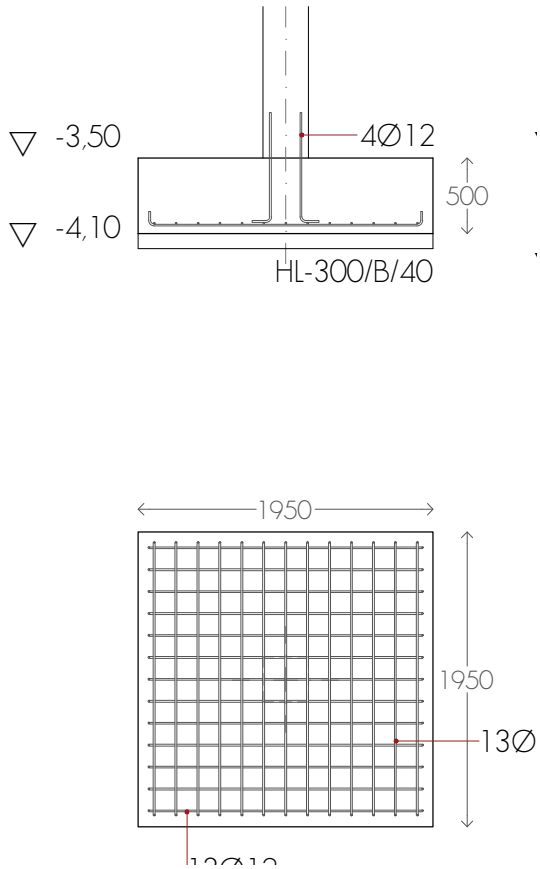
Por lo que se toma una zapata de 2x2x0,5m, con las siguientes propiedades:

Longitud del cimiento	L	2	m
Ancho del soporte	c	0,3	m
Ancho del cimiento	b	2	m
Canto de la zapata	H	0,5	m
Peso de la zapata	P	50	kN
Área de la zapata	A	4,00	m^2

→ Cuantía geométrica mínima:

· Armadura en ambas direcciones 0,9 ‰· A_c=9 cm^2 → 9Ø12 (#1Ø12c/20cm)

Se va a requerir además, para asegurar la transmisión de esfuerzos, que el canto útil de la zapata sea mayor que la longitud de anclaje de los redondos dejados en espera. En este caso, como el muro inmediatamente superior tiene armado vertical del Ø12 se trata de una longitud $L_{b,Ø12}$=45cm, que con un canto de 50cm de zapata quedan cubiertos.



Img. 55. Geometría y armado de zapata aislada tipo Z2.

Comprobación de presión admisible

Para hallar las tensiones en el terreno derivadas del axil y del momento en dos direcciones se suponen leyes lineales.

→Tensión de axil máxima y mínima por concomitancia de momento en dos direcciones, σ_{1d} y σ_{4d}

$$\sigma_{4d} = \frac{N_d}{b \cdot L} - \frac{6 \cdot M_{zd}}{b \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_{yd}}{L \cdot b^2} \qquad \sigma_{1d} = \frac{N_d}{b \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{zd}}{b \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_{yd}}{L \cdot b^2}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·L y b Longitud y ancho del cimiento respectivamente

·M_{zd} y M_{yd} Momento actuantes en torno a las direcciones z e y respectivamente

Tensión máxima	σ_{1d}	194	kN/m²
Tensión mínima	σ_{4d}	163	kN/m²

Valores dentro del rango de tensión admisible.

Se realiza una comparación de las tensiones lineales respecto al método del cimiento equivalente:

→Longitudes de cimiento equivalente, b* y L*

$$b^* = b - 2 \cdot e_B \qquad L^* = L - 2 \cdot e_L$$

Donde:

·b y L Ancho y largo del cimiento

·e_B y e_L excentricidades de aplicación de la carga respecto al ancho y al largo del cimiento respectivamente

Excentricidad en torno a z	e_L	0,02	m
Excentricidad en torno a y	e_b	0,01	m
Ancho del cimiento	b	2,00	m
Largo del cimiento	L	2,00	m
Ancho equivalente	b*	1,98	m
Largo equivalente	L*	2	m
Área de cimiento equivalente	A_c	4	m^2
Tensión bajo cimentación	σ_d	184	kN/m^2

Puede observarse que la expresión del cimiento equivalente proporcionada por el CTE arroja valores menos restrictivos que los derivados de considerar una ley lineal de tensiones en dos direcciones.

Comprobación de vuelco

Debido a que el elemento se halla debidamente arriostrado en sus dos extremos por la existencia de muros y zapatas en dirección perpendicular, además de estar sujeto en cabeza por la losa de planta baja y en cimentación por la solera, se considera que la comprobación a vuelco no es pertinente.

Comprobación de deslizamiento

Del mismo modo se considera el movimiento de deslizamiento coartado por la existencia de la solera y por tanto al comprobación no es pertinente.

Comprobación de asientos

Se trata de un suelo de granito meteorizado, con compacidad media-elevada y alta. Se desconoce la clasificación del suelo y en general cualquier parámetro necesario para el cálculo de asientos.

Partiendo de la descripción del geotécnico del estrato y conociendo la ubicación del edificio se asume que se trata de un terreno de jabre sobre sustrato rocoso sano (muy habitual en Galicia). Se trata de suelos de carácter granular, arenoso, con una proporción de partículas de más de 20mm inferior al 30%.

Va a suponerse a efectos del cálculo que el estrato rocoso no está demasiado profundo, ya que puede cimentarse sobre él con ayuda de pozos. A falta de más datos se fija en un metro por debajo de la cota de apoyo de la cimentación, lo que correspondería con una cota respecto de la rasante de unos -5,50m.

A partir de la compacidad descrita en el geotécnico se adopta un valor de N_{spt} medio de 50 golpes, según la tabla D.23 del CTE DB SE-C que contiene valores orientativos.

Tratándose de un terreno arenoso se opta por utilizar las expresiones de Burland y Burbidge, que consisten en una serie de correlaciones que permiten determinar el módulo de deformación del terreno en función de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estática o dinámica realizados in-situ. Se tratan por tanto de formulaciones empíricas debidamente contrastadas.

→Asiento medio al final de la construcción, S_i

$$S_i = f_I \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

Donde:

·f_I Factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a profundidad H_s

·f_s Coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación rectangular.

·q'_b Presión efectiva bruta aplicada en base de cimentación corregida en función de la presión efectiva vertical existente en la base de cimentación.

·B Ancho de la zapata

·I_c Índice de compresibilidad en función del valor medio de golpeo del ensayo N_{SPT}

→Factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida debajo de la zapata, f_i

$$f_I = \frac{H_s}{Z_I}\left(2 - \frac{H_s}{Z_I}\right)$$

$$Z_I \approx e^{0,77 \cdot \text{Ln } B}$$

Donde:

·H_s Profundidad de estrato rígido respecto a base de zapata

·Z_I Coeficiente corrector $Z_I \approx e^{0,77 \cdot \text{Ln } B}$

→Coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación rectangular, f_s

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25}\right)^2$$

Donde:

·L Largo del cimiento

·B Ancho del cimiento

→Presión efectiva bruta aplicada en base de cimentación corregida en función de la presión efectiva vertical existente en la base de cimentación, q'_b

$$q'_b = q' - \frac{2}{3}\sigma'_{vo}$$

Donde:

·q' Presión efectiva bruta aplicada en base de cimentación

· σ'_{vo} Presión efectiva vertical a cota del fondo de excavación

→Índice de compresibilidad, I_c

$$I_c = \frac{1,71}{N_{spt,med}^{1,4}}$$

Donde:

·$N_{SPT,med}$ Valor medio de golpeo del ensayo N_{SPT}

Largo del cimiento	L	2,00	m
Ancho del cimiento	B	2,00	m
Profundidad de estrato resistente bajo cimiento	H_s	1	m
Coeficiente según ancho de cimiento	Z_l	1,71	
Factor corrector por existencia de capa rígida	f_l	0,8	
Coeficiente de dimensiones de cimiento	f_s	1	
Peso específico aparente del terreno	γ'	19	kN/m^3
Cota de apoyo de cimiento	z	5,5	m
Presión vertical efectiva del terreno	σ'_{vo}	104,5	kN/m^2
Presión bruta en base de cimentación	q'	178,25	kN/m^2
Presión bruta en base de cimentación corregida	q_{lb}	108,58	kN/m^2
Nº de golpes medio del ensayo de penetración	$N_{SPT,medio}$	50	
Índice de compresibilidad	I_c	0,0007	
Asiento	S_i	0,1	mm

Lo que resulta en un asiento que parece excesivamente reducido, posiblemente debido a considerar que sólo asienta la fracción de la carga que no estaba compensada respecto al peso de tierras que había sobre la cota de cimentación antes de retirarlas para ejecutar la cimentación.

Comprobación de zapata y armado

El armado de la zapata va a dimensionarse utilizando el método y el modelo de bielas y tirantes propuesto en la EHE-08. Se va a comprobar únicamente para la dirección pésima, que en este caso es aquella que tiene el máximo momento concomitante

Para el dimensionado de la armadura se toman los esfuerzos hallados previamente para una combinación de tipo persistente o transitoria, descontando el peso de la zapata. Se recuerdan los valores hallados:

Axil total	N	922	kN
Momento en torno a z	M_z	19	kN·m
Momento en torno a y	M_y	11	kN·m
Tensión de cálculo	σ_d	230,5	kN/m^2

→Tensiones bajo zapata, F_{0d}, F_{1d} y F_{4d}

$$F_{0d} = \frac{N_d}{L} \qquad F_{1d} = \frac{N_d}{L} + \frac{6 \cdot M_d}{L^2} \qquad F_{4d} = \frac{N_d}{L} + \frac{6 \cdot M_d}{L^2} \cdot \frac{a}{L}$$

Donde:

·F_{0d} Tensión bajo el centro de la zapata

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·N_d Axil total de cálculo por metro de muro

·M_d Momento aplicado en torno al eje principal del cimiento.

·a Ancho del muro de hormigón

·L Ancho del cimiento

→Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado, R_{1d}

$$R_{1d} = \frac{F_{1d} + F_{4d}}{2} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)$$

Donde:

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·a Ancho del muro de hormigón

·L Ancho del cimiento

→Distancia en horizontal desde el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes hasta el nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado, x_1

$$x_1 = \frac{2 \cdot F_{1d} + F_{4d}}{6 \cdot R_d} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)^2$$

Donde:

·F_{1d} Tensión en el extremo más cargado de la zapata

·F_{4d} Tensión bajo el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes propuesto por la normativa.

·a Ancho del muro de hormigón

· Ancho del cimiento

·R_{1d} Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

→Capacidad a tracción necesaria de la armadura, T_d

$$T_d = R_{1d} \cdot \frac{x_1}{0{,}85 \cdot d}$$

Donde:

·d Canto útil de la zapata

·R_{1d} Reacción bajo nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

·x_1 Distancia en horizontal desde el punto de aplicación del axil mayor de los dos que se utilizan para componer el modelo de bielas y tirantes hasta el nudo de biela con tirante hacia el lado más cargado

Axil actuante	N_d	461	kN
Momento concomitante	M_{yd}	19	
Ancho del cimiento	b	2,50	m
Ancho de muro	a	0,3	m
Recubrimiento mecánico	r_m	0,046	m

Canto de la zapata	h	0,5	m
Canto útil de la zapata	d	0,45	m
Tensión bajo centro de cimiento	F_{0d}	184,40	kN/m
Tensión máxima bajo cimiento	F_{1d}	202,64	kN/m
Tensión bajo punto aplicación de carga mayor	F_{4d}	185,49	kN
Reacción bajo nudo biela más cargada-armadura	R_{1d}	228	kN
Distancia entre punto R_{1d} y F_{4d}	x_1	0,60	m
Capacidad de tracción de la armadura	T_d	352,3	kN
Armado transversal		1Ø12c/20	

*Se ha considerado un límite elástico f_{yd}=400MPa

Por lo que el armado final de la estructura es:

·En ambas direcciones: 1Ø12c/20cm (13Ø12 en total)

6. Comprobación de estabilidad lateral

6.1. Modelo de cálculo

El modelo para la comprobación de estabilidad lateral incluye todos los elementos estructurales representativos para poder valorar la rigidez real del modelo. Se realiza un cálculo estático, en rango elástico lineal. Sobre el modelo se comprueban tanto tensiones en muros, vigas pared, soportes y estructura recíproca de cubierta, como las deformaciones del conjunto o de partes representativas de la estructura.

Además, y como se ha mostrado en los apartados anteriores es posible utilizar las herramientas de dimensionado de barras para comprobar todos los elementos y combinaciones.

6.2. Matriz de rigidez

Al ser la mayoría de estos elementos de geometría esencialmente superficial, han sido modelados mediante elementos finitos. Debido a la ortotropía del material ha sido necesario introducir una matriz de rigidez modificada para cada tipo de panel de CLT utilizado. El procedimiento para definir correctamente la ortotropía del material incluye disponer correctamente la dirección principal de la fibra en los elementos del modelo de cálculo.

Las matrices de rigidez se han calculado de la siguiente manera:

→Rigidez a flexión en dirección x (según fibra de capas exteriores), K_x ó $D_{1,1}$

$$K_x = D_{1,1} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{0,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})}$$

Donde:

·$E_{0,mean}$ Módulo elástico longitudinal medio en dirección de la fibra de las capas exteriores.

·$I_{0,net}$ Rigidez bruta de la sección en dirección longitudinal de la fibra de las capas exteriores.

·$\nu_{x,y}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

·$\nu_{y,x}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

→Rigidez a flexión en dirección y (según fibra de capas transversales), K_y ó $D_{2,2}$

$$K_y = D_{2,2} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{90,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})}$$

Donde:

·$E_{0,mean}$ Módulo elástico longitudinal en dirección de la fibra.

·$I_{90,net}$ Rigidez bruta de la sección en dirección de las capas transversales.

·$\nu_{x,y}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

·$\nu_{y,x}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

→Influencia de los momentos por la expansión transversal, K_ν, $D_{1,2}$ ó $D_{2,1}$

$$K_\nu = D_{1,2} = D_{2,1} = \sqrt{\nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x} \cdot K_x \cdot K_y}$$

Donde:

·K_x Rigidez a flexión en dirección x (según fibra de capas exteriores).

·K_y Rigidez a flexión en dirección y (según fibra de capas transversales).

·$\nu_{x,y}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

·$\nu_{y,x}$ Módulo de poisson ó de expansión transversal. Normalmente se asume como 0.

→Rigidez a torsión, $K_{x,y}$ ó $D_{3,3}$

$$K_{x,y} = D_{3,3} = k_{tors} \cdot G_{0,mean} \cdot I_{0,net}$$

Donde:

·k_{tors} Coeficiente reductor para la rigidez a torsión. 0,65 considerando fendas (aconsejado) y 0,8 sin ellas.

·$G_{0,mean}$ Módulo elástico transversal medio

·$I_{0,net}$ Inercia bruta de la sección transversal considerando capas longitudinales

→Rigidez a cortante por tensiones en el plano xz, S_x ó $D_{4,4}$

$$S_x = D_{4,4} = \frac{1}{k_{0,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{0,net}$$

Donde:

·$k_{0,z}$ Coeficiente corrector del cortante en dirección de la fibra de las capas exteriores

·$G_{0,mean}$ Módulo elástico transversal medio

·$A_{0,net}$ Área bruta de la sección transversal considerando capas longitudinales

→Rigidez a cortante por tensiones en el plano yz, S_y ó $D_{5,5}$

$$S_y = D_{5,5} = \frac{1}{k_{90,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{90,net}$$

Donde:

·$K_{90,z}$ Coeficiente corrector del cortante en dirección de la fibra de las capas transversales

·$G_{0,mean}$ Módulo elástico transversal medio

·$A_{90,net}$ Área bruta de la sección transversal considerando capas transversales

Para los valores $k_{0,z}$ y $K_{90,z}$ es necesario aplicar la teoría de viga multicapa conectada flexiblemente de Timoshenko. Los valores de estos factores están calculados de manera aproximada para los productos comerciales más habituales (losas de CLT con capas dispuestas simétricamente en su sección transversal y con capas de espesores iguales). Los valores son los siguientes:

Losa de una capa 1	1,2
Losa de 3 capas	6,7
Losa de 5 capas	5,6
Losa de 7 capas	4,0
Losa de 9 capas	3,8

La distribución de la matriz de rigidez se compone de la siguiente manera:

$$K_{CLT} = \begin{bmatrix} D_{1,1} & D_{1,2} & 0 & 0 & 0 \\ D_{2,1} & D_{2,2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{3,3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{4,4} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{5,5} \end{bmatrix}$$

Con todo lo dispuesto anteriormente, se presenta a continuación a modo de ejemplo los valores numéricos de los parámetros descritos anteriormente para la losa de CLT de 12cms de espesor y 3 capas que constituye la capa de compresión de las vigas en T con las que se construyen todos los forjados del edificio.

Módulo de elasticidad medio en flexión paralela a la fibra	$E_{0,g,mean}$	11.500.000	kN/m^2
Momento de inercia neto	$I_{0,net}$	0,0001388	m^4
Momento de inercia en dirección perpendicular	$I_{90,net}$	0,0000090	m^4
Coeficiente de expansión transversal de la madera en dirección x	$\nu_{x,y}$	0,00	
Coeficiente de expansión transversal de la madera en dirección y	$\nu_{y,x}$	0,00	
Factor reductor para rigidez torsional	k_{tors}	0,65	
Módulo de elasticidad transversal o de cortante medio	$G_{0,mean}$	650.000	kN/m^2
Área neta en dirección x	$A_{0,net}$	0,08	m^2
Área neta en dirección y	$A_{90,net}$	0,04	m^2
Número de capas de la sección	n	3	
Factor corrector al cortante en dirección x	$k_{0,z}$	6,67	
Factor corrector al cortante en dirección y	$k_{90,z}$	1,20	

$$K_{120\ S3} = \begin{bmatrix} 1596 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 103 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 59 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 7902 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 22706 \end{bmatrix}$$

6.3. Translacionalidad

En el presente apartado se pretende valorar la sensibilidad del edificio frente a acciones de segundo orden que puedan aparecer tras haberse deformado el edificio bajo cargas horizontales. Para ello, se utiliza el método del coeficiente r, definido en la siguiente expresión:

→Coeficiente de sensibilidad a efectos de segundo orden, r

$$r = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \cdot \frac{\delta_{H,d}}{h}$$

Donde:

· V_{Ed} Valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores (coincide con el axil total de cada planta).

· H_{Ed} Valor de cálculo de las cargas horizontales totales en la planta considerada y en todas las superiores. (Coincide con el cortante total de cada planta).

· h Altura de la planta

· $\delta_{H,d}$ Desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo a suelo).

Los desplazamientos horizontales, los axiles y los cortantes de cada planta pueden obtenerse automáticamente del modelo de cálculo. En la siguiente tabla se muestran los valores y el resultado del coeficiente r para cada planta. Se realiza la comprobación para cuatro combinaciones, disponiendo el viento mayorado en dos direcciones perpendiculares entre sí y en dos sentidos (presión succión).

Planta	Hed (kN)	Ved (kN)	δH,d (mm)	h (mm)	r
Viento +X					
Planta 1	3928,51	-107943,85	0,20	4000	0,00
Planta 2	3790,87	-84735,86	3,50	4000	-0,02
Planta 3	3335,53	-70619,3	2,90	4000	-0,02
Planta 4	2931,33	-53782,61	-2,00	4000	0,01
Planta 5	2376,25	-41498,23	8,10	4000	-0,04
Planta 6	1886,42	-26319,62	10,20	4000	-0,04
Planta 7	1368,66	-19096,08	0,80	4000	0,00
Planta 8	893,23	-14787,02	5,60	4000	-0,02
Viento -X					
Planta 1	-3928,51	-107943,85	-0,20	4000	0,00
Planta 2	-3790,87	-84735,86	-1,80	4000	-0,01
Planta 3	-3335,53	-70619,3	-4,90	4000	-0,03
Planta 4	-2931,33	-53782,61	0,60	4000	0,00
Planta 5	-2376,25	-41498,23	-4,90	4000	-0,02
Planta 6	-1886,42	-26319,62	-2,10	4000	-0,01
Planta 7	-1368,66	-19096,08	-2,20	4000	-0,01
Planta 8	-893,23	-14787,02	0,30	4000	0,00
Viento +Y					

Planta 1	3618,3	-107943,85	0,20	4000	0,00
Planta 2	3537,59	-84735,86	2,10	4000	-0,01
Planta 3	3105,6	-70619,3	2,90	4000	-0,02
Planta 4	2740,91	-53782,61	1,30	4000	-0,01
Planta 5	2236,49	-41498,23	7,10	4000	-0,03
Planta 6	1642,63	-26319,62	1,10	4000	0,00
Planta 7	1095,54	-19096,08	6,50	4000	-0,03
Planta 8	633,14	-14787,02	4,90	4000	-0,03
Viento -Y					
Planta 1	-3618,3	-107943,85	-0,10	4000	0,00
Planta 2	-3537,59	-84735,86	-2,10	4000	-0,01
Planta 3	-3105,6	-70619,3	-1,70	4000	-0,01
Planta 4	-2740,91	-53782,61	-1,00	4000	0,00
Planta 5	-2236,49	-41498,23	-0,70	4000	0,00
Planta 6	-1642,63	-26319,62	1,40	4000	0,01
Planta 7	-1095,54	-19096,08	-0,10	4000	0,00
Planta 8	-633,14	-14787,02	-3,20	4000	-0,02

Puede observarse que en ninguna planta arroja valores de r mayores a 0,1, por lo que la estructura puede considerarse intraslacional.

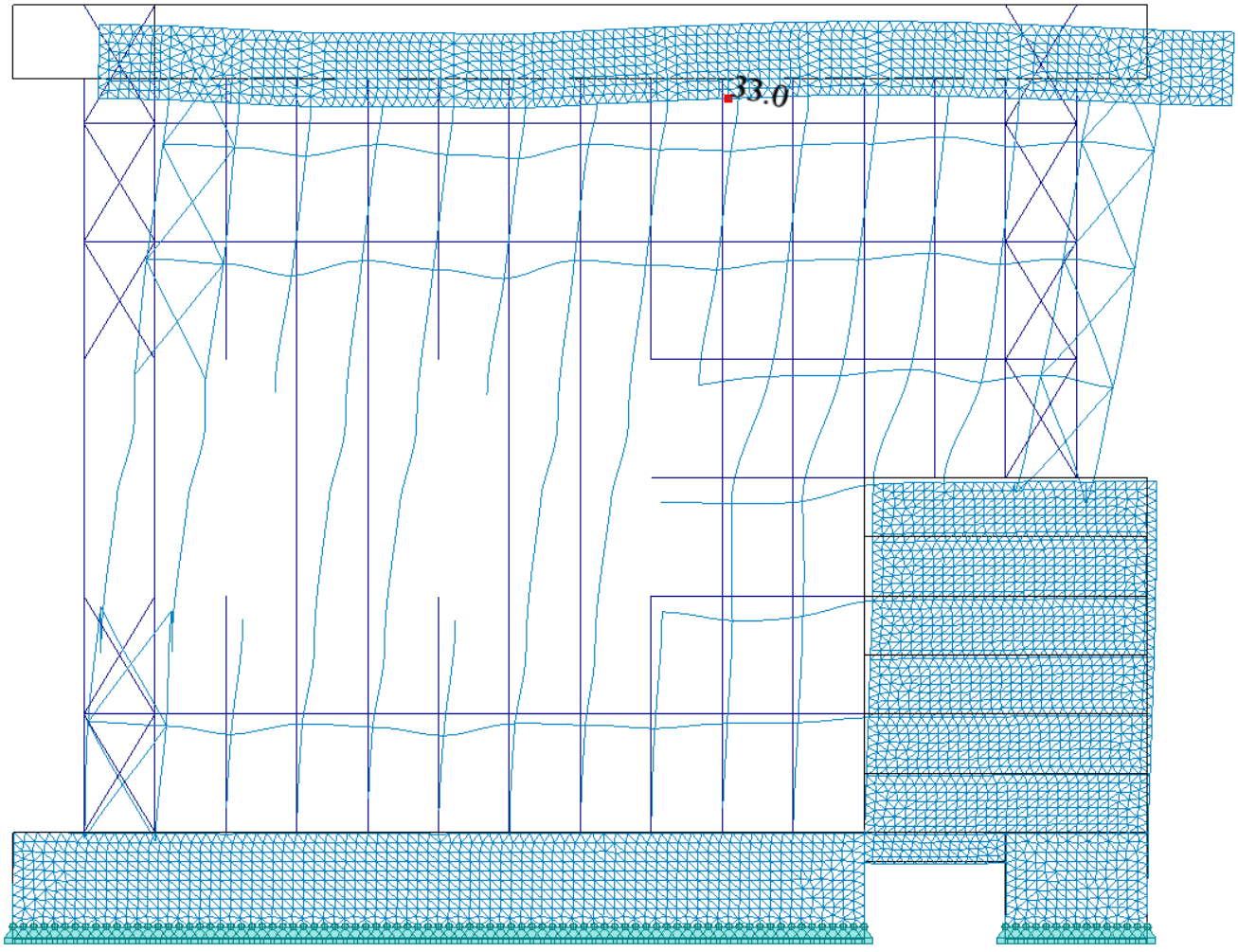
6.4. Desplomes generales

Uno de los principales objetivos del modelo es garantizar que los desplazamientos son admisibles, muy difícilmente evaluables manualmente debido a la irregularidad de la geometría del edificio.

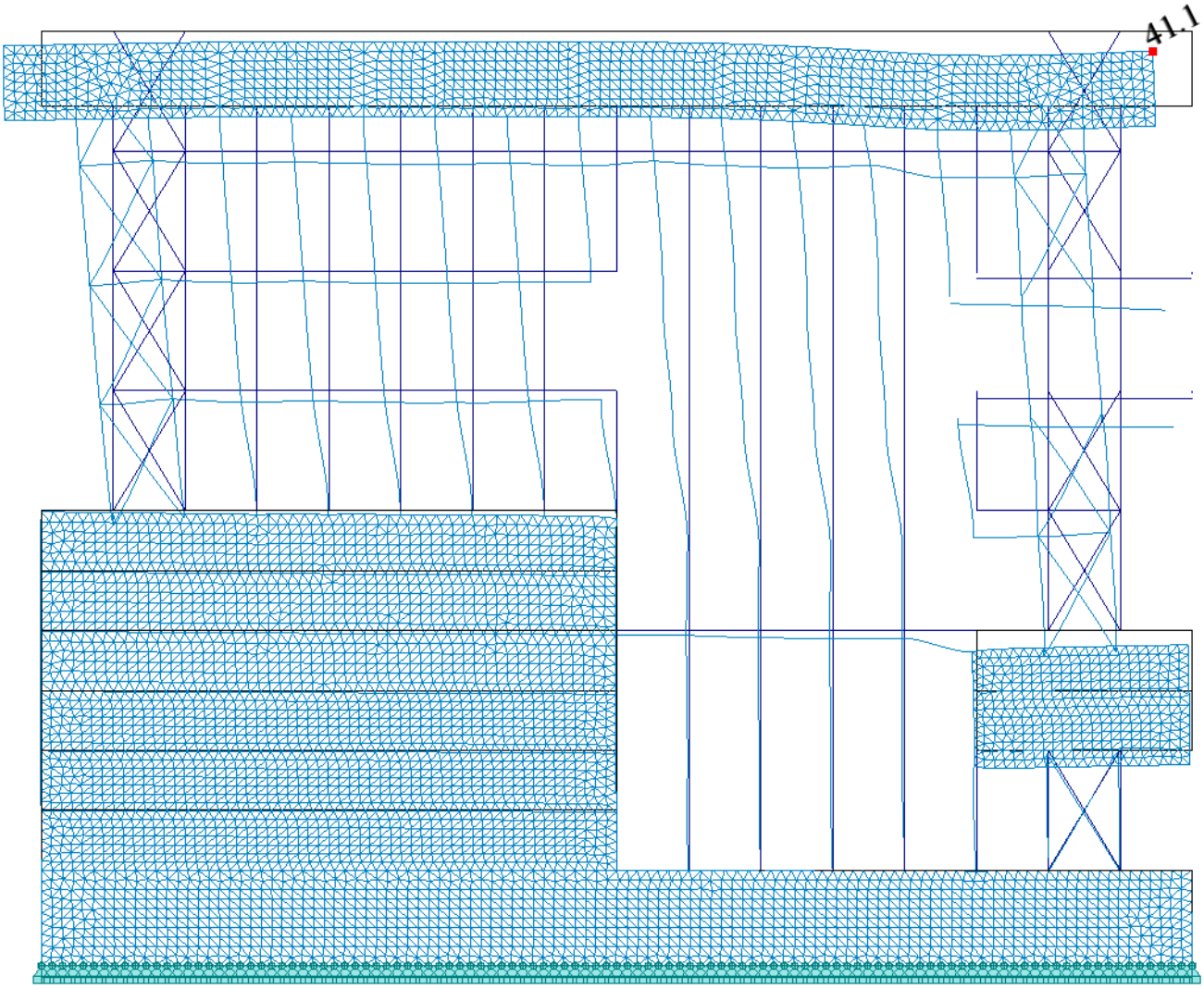
Debido a la densidad del mallado es complicado obtener una vista clara de la deformación del conjunto, por lo que se van a proporcionar unas vistas representativas de ciertos ejes o plantas.

Ya que el núcleo tiene una posición excéntrica, los ejes Q y 17 son los que más sufren desplomes por acción del viento. Las combinaciones utilizadas para cada eje mostrado tienen el viento introducido perpendicular al mismo, de modo que las deformaciones estén incrementadas todo lo posible.

Se trata de combinaciones características en las que se consideran todas las acciones posibles independientemente de su fecha de entrada en carga. Además, como debido a la asimetría del edificio en su distribución de la estructura es posible que aparezcan desplomes por cargas permanentes, las combinaciones llevan asociado el coeficiente $k_{\infty,f}$ para asegurar que los desplomes diferidos están contemplados.



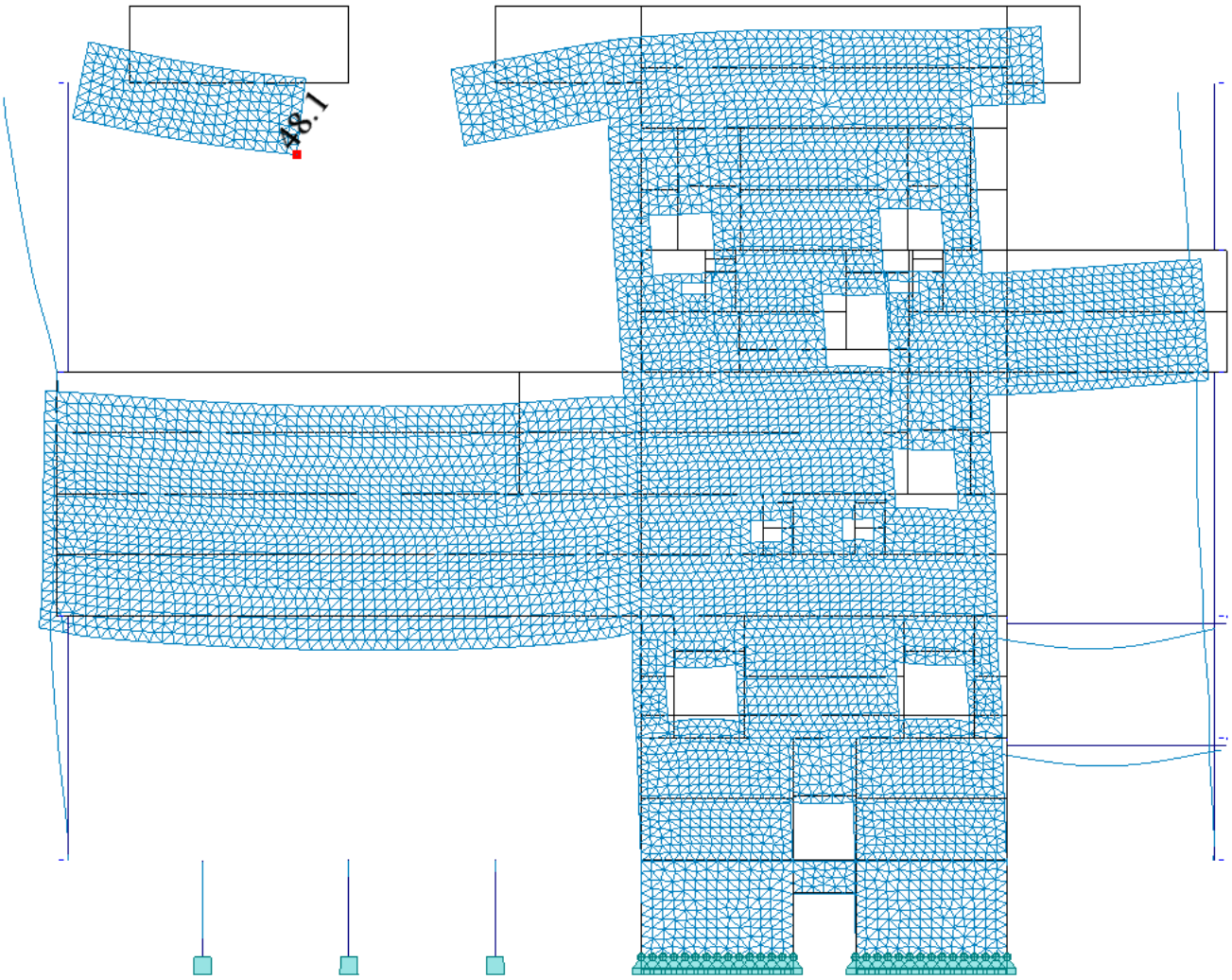
Img. 56. Vista de la deformación del eje 17 en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy)



Img. 57. Vista de la deformación del eje Q en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx)

Considerando que la altura total del edificio sobre rasante son 28m y que la máxima deformación por desplome obtenida es de unos 41,1mm, se obtiene una relación de h/680 que cumple holgadamente el requisito de desplome que impone el Código Técnico.

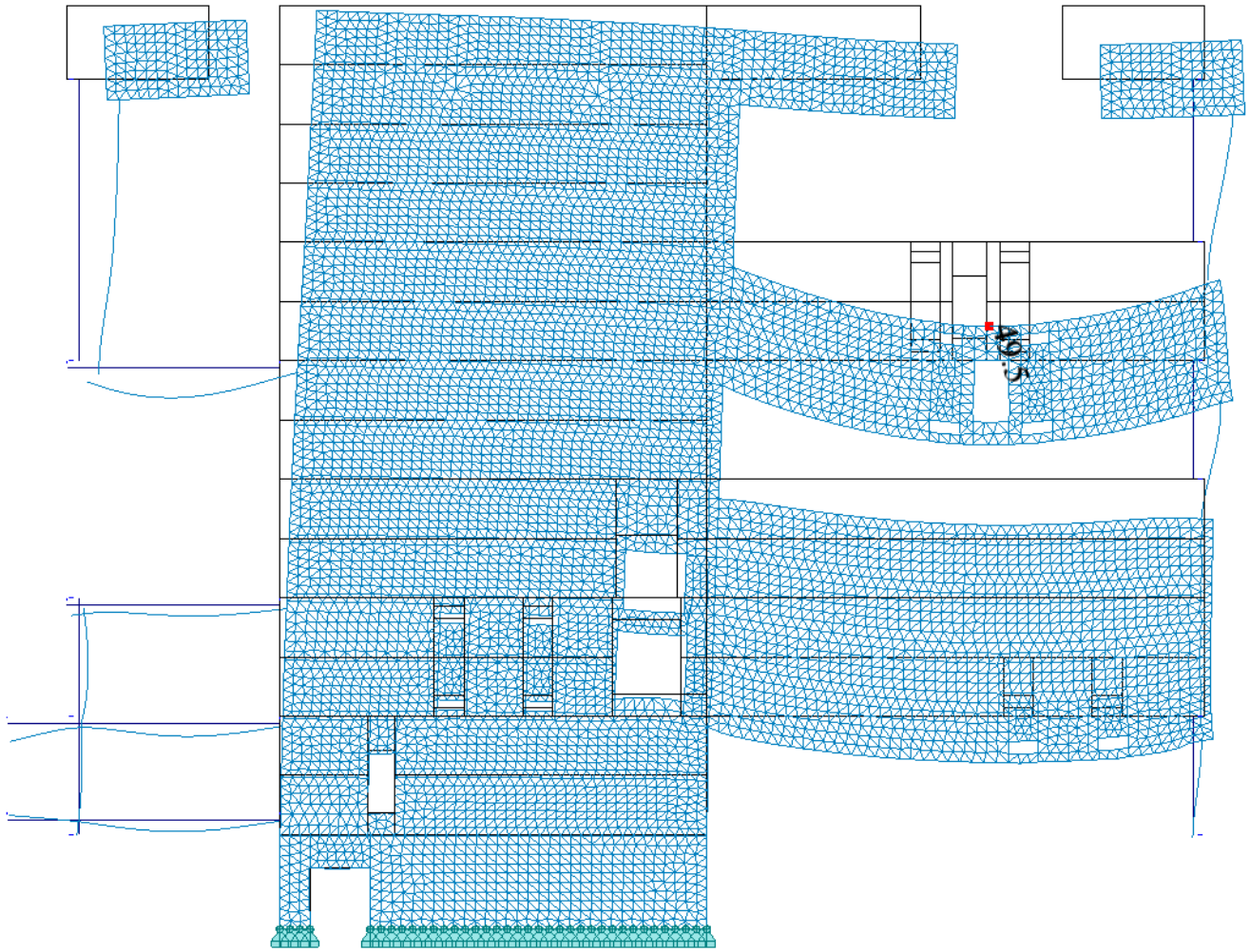
Se muestran además diagramas de deformaciones de los principales pórticos, por el núcleo, para ayudar a la compresión del funcionamiento del edificio.



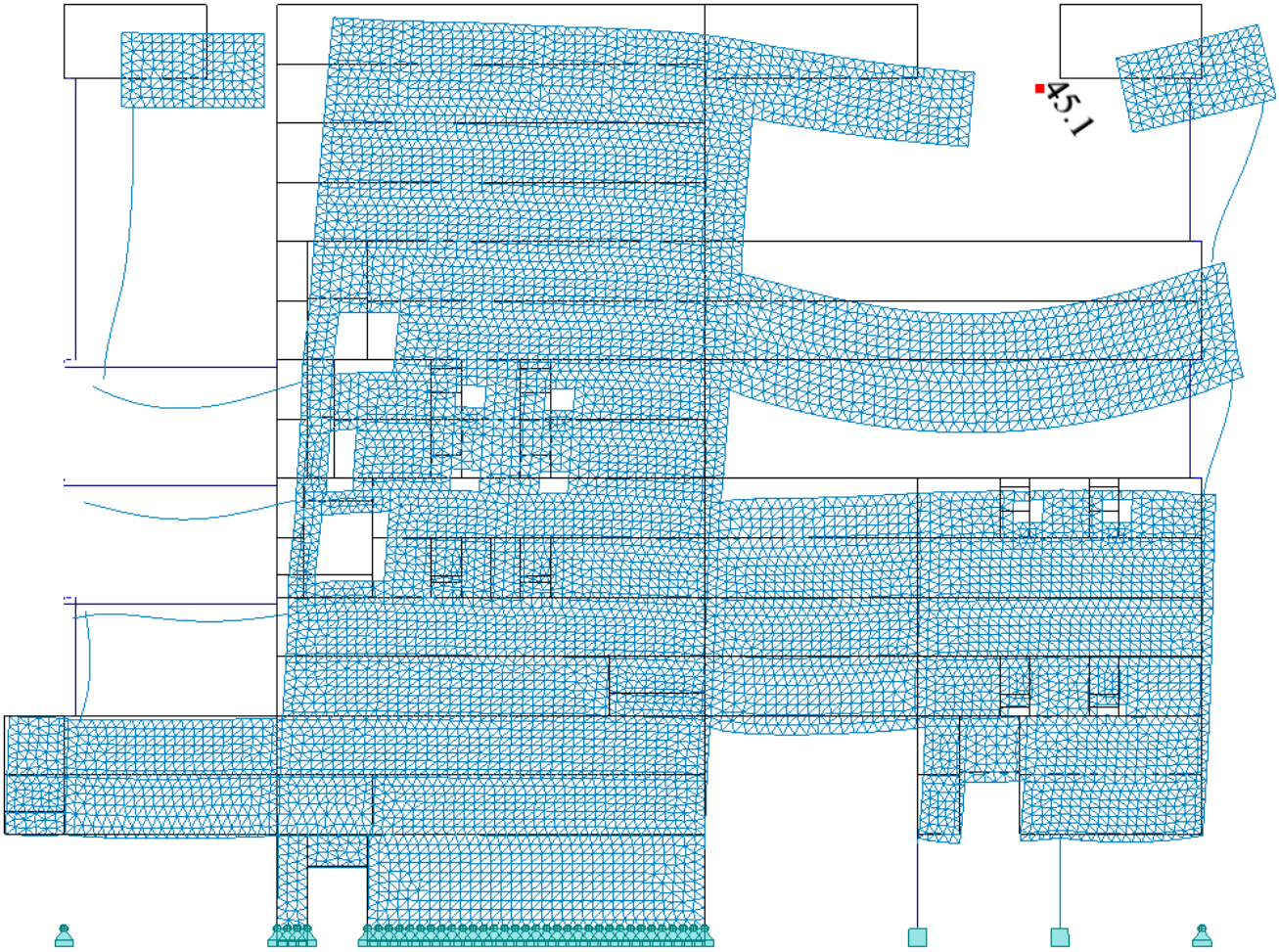
Img. 58. Vista de la deformación del eje J en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx)



Img. 59. Vista de deformación del eje D en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx)



Img. 60. Vista de deformación del eje D en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy).



Img. 61. Vista de deformación del eje 9 en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy).

7. Uniones

7.1. Unión forjado nervado- vigas pared

Elección de la unión y geometría

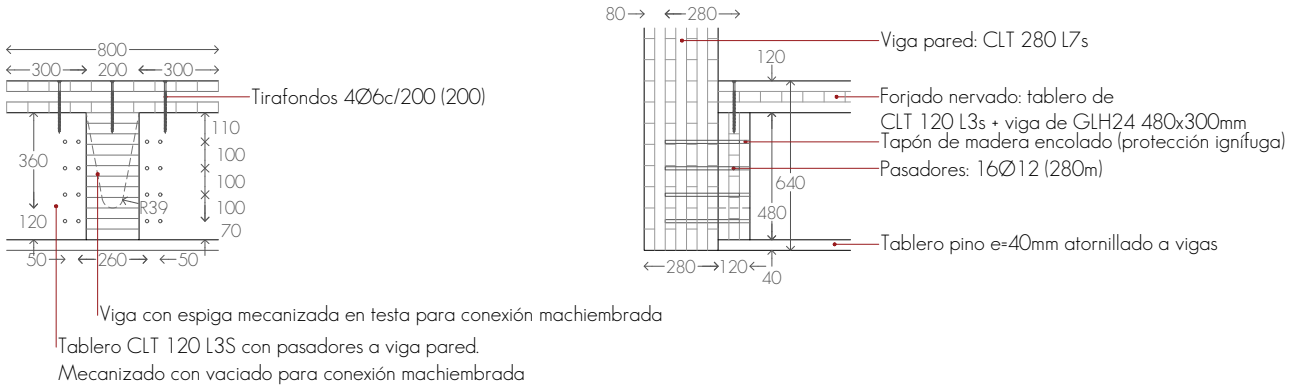
Se escoge esta unión por los siguientes motivos:

·Crea una superficie de apoyo uniforme a las vigas y al borde expuesto del tablero de CLT con una misma pieza, frente a uniones puntuales como podría ser con el uso de chapas de acero.

·Usa la menor cantidad posible de elementos de acero, quedando protegidos aquellos que son imprescindibles.

·Puede montarse parcialmente junto a la viga pared antes de que esta sea izada y colocada en su sitio; siendo el montaje restante estable por gravedad, lo que evita que tengan que realizarse procesos de atornillado o enclavado en altura con piezas móviles y agiliza el proceso de construcción.

·La unión se transfiere íntegramente por cortante, evitando el problemas de flexión de placas de acero y atornillado de pernos a tracción perpendicular a la fibra contra la viga pared.



Img. 62. Detalle de unión de placa nervada con viga pared o con muro.

Esfuerzos

Se anotan en primer lugar los esfuerzos obtenidos en las comprobaciones manuales. Las comprobaciones van lógicamente a realizarse para las uniones del forjado del salón de actos, ya que es el que ha sido calculado en el apartado 5.1 de esta memoria.

Como se han supuesto las vigas biapoyadas entre los tramos de vigas pared, el momento es 0.

El cortante es igual a la mitad de la carga lineal sobre cada viga, según se recuerda a continuación:

Acciones y solicitaciones	Intereje (m)	Luz (m)	V_k (kN)	V_d (kN)
Carga permanente			9,00	12,15
Zonas destinadas al público			18,00	27,00
Altitudes ≤ 1000 m	0,8	9	0,00	0,00
Viento			0,00	0,00
Total			27,00	39,15

Puede observarse que no se trata de un esfuerzo significativo. Esto es debido a la numerosa cantidad de elementos, distribuidos con una separación de 0,8m de la propuesta.

Las cargas anteriormente dispuestas se refieren al forjado de 9m de luz con sobrecarga de uso público de 5kN/m^2. En el forjado inmediatamente inferior se ubica un cuarto técnico en el que se habían previsto de modo conservador una carga de 10 kN/m^2, lo que arrojaría un cortante aproximado de 66 kN, que se va a utilizar

para dimensionar esta unión.

Comprobación geométrica de la unión

Se respetan las medidas y disposiciones propuestas por el apartado 8.3.5 del Documento Básico de Seguridad Estructural de Madera, para evitar los modos de fallo de unión frágiles. Las medidas necesarias y las utilizadas se resumen en la siguiente tabla:

Distancia		Mínimo	En viga pared	En ménsula	
Paralelo a la fibra	a_1	60	100	100	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	36	50	50	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	84	110	110	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	36	-	70	mm

Como en realidad el CLT se compone de capas con las fibras en direcciones contrapeadas se ha optado de modo conservador por considerar cualquier extremo delas piezas como testas para asegurar que se cumplen las separaciones especificadas en todas las capas.

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

·d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

·d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

·k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

·α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos			
Densidad característica de la madera	ρ_k	385,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	27,78	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,53	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	18,16	MPa
Momento plástico del perno			
Calidad del perno		10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	191.864	N·mm

Comprobación de cortante en espiga de unión machiembrada

Esta comprobación asegura que el cortante es capaz de ser soportado por la sección reducida de la espiga de la testa de la viga, contando también con el área del tablero.

→Tensión de cálculo por cortante $\tau_{V,d}$

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

Donde:

·V_d Cortante actuante en valor de cálculo

·b_{ef} Ancho efectivo de la sección. $b_{ef}=k_{cr} \cdot b$

·h Canto de la sección

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Coeficiente por posibles fendas	K_{cr} cortante madera laminada encolada	0,67	
Área eficaz a cortante	A_{ef}	95.810	mm2
Tensión tangencial actuante	$\tau_{v,d}$	1,03	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a cortante	$f_{v,Rd}$	2,52	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	I_v	0,41	

Comprobación de cortante entre viga pared y ménsula de apoyo de forjado nervado con pasadores

Se trata de una unión tipo clavija madera-madera con pasadores metálicos y un plano de cortadura. Al no tener los pasadores cabeza, no puede considerarse el efecto soga.

Al tratarse el CLT de un elemento compuesto por superposición de capas de madera con la fibra contrapeada, no es posible estimar mediante las expresiones de la normativa la capacidad a aplastamiento real de las piezas de madera, pues esta depende del espesor de las piezas y de la dirección de la aplicación de la carga respecto a la de la fibra. De modo conservador, se va a suponer que todas las piezas están orientadas en todo su espesor de la peor manera posible respecto a la aplicación de la carga (es decir, a 90º).

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-madera con cortadura simple, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right) \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\dfrac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

- $f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i
- t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador
- $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$
- d Diámetro del elemento de fijación
- $M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

- Aplastamiento de la pieza 1
- Aplastamiento de la pieza 2
- Aplastamiento simultáneo de ambas piezas
- Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 1
- Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 2
- Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	18,16	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	18,16	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	

Espesor de las piezas tipo 1	t_1	200,00	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	80,00	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda	43.578,98	N
Aplastamiento de la pieza derecha	8.715,80	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas	14.573,16	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda	16.243,82	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha	8.402,27	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos	10.515,57	N
Capacidad de una clavija $F_{v,Rk}$	8.402,27	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento de la madera de la ménsula.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right. \quad n$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·a_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	4,00	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	100,00	mm
Número eficaz en pasadores	nef	3,12	

Multiplicando ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		4,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	80.554	N

Resistencia superior a los 66 kN exigibles.

Si se realiza la misma comprobación con 2 filas en la unión, se obtiene la mitad de resistencia, lo que cubriría el forjado de 9m con sobrecarga de uso público.

Justificación en caso de incendio

El cumplimiento de requisito de resistencia en caso de incendio queda asegurado mediante el diseño de la unión, que evita exponer los elementos susceptibles de perder rápidamente la resistencia bajo un incremento de temperatura y sobredimensiona las secciones cuya capacidad pueda verse afectada por la carbonización.

Como ya se ha justificado en los apartados correspondientes de esta memoria, se dispone un barniz intumescente capaz de evitar la carbonización de los elementos estructurales durante los 30 primeros minutos, que se dispone también con la intención de evitar que la propia estructura contribuya a la propagación del incendio al inicio de producirse este.

En la viga pared se deja un recubrimiento de madera de la menos 8cm respecto a la cara exterior de la viga pared. Como se puede ver en las diversas comprobaciones de los elementos, la profundidad de carbonización de un elemento de CLT expuesto durante 90 minutos al fuego es de 7cm, por lo que el pasador contaría todavía con un remanente de protección. En la cara interior se propone utilizar algún elemento protector adicional, ya que el pasador queda embutido a 4cm de la superficie de la ménsula. Pueden utilizarse tableros cubriendo la cara inferior del forjado nervado y placas de cartón-yeso ignífugas revistiendo la cara inferior del forjado.

Aunque los pasadores vean incrementada su temperatura y reducida su resistencia, las cargas utilizadas en las comprobaciones accidentales son del orden de la mitad que las consideradas en el dimensionado por resistencia para situaciones persistentes o transitorias.

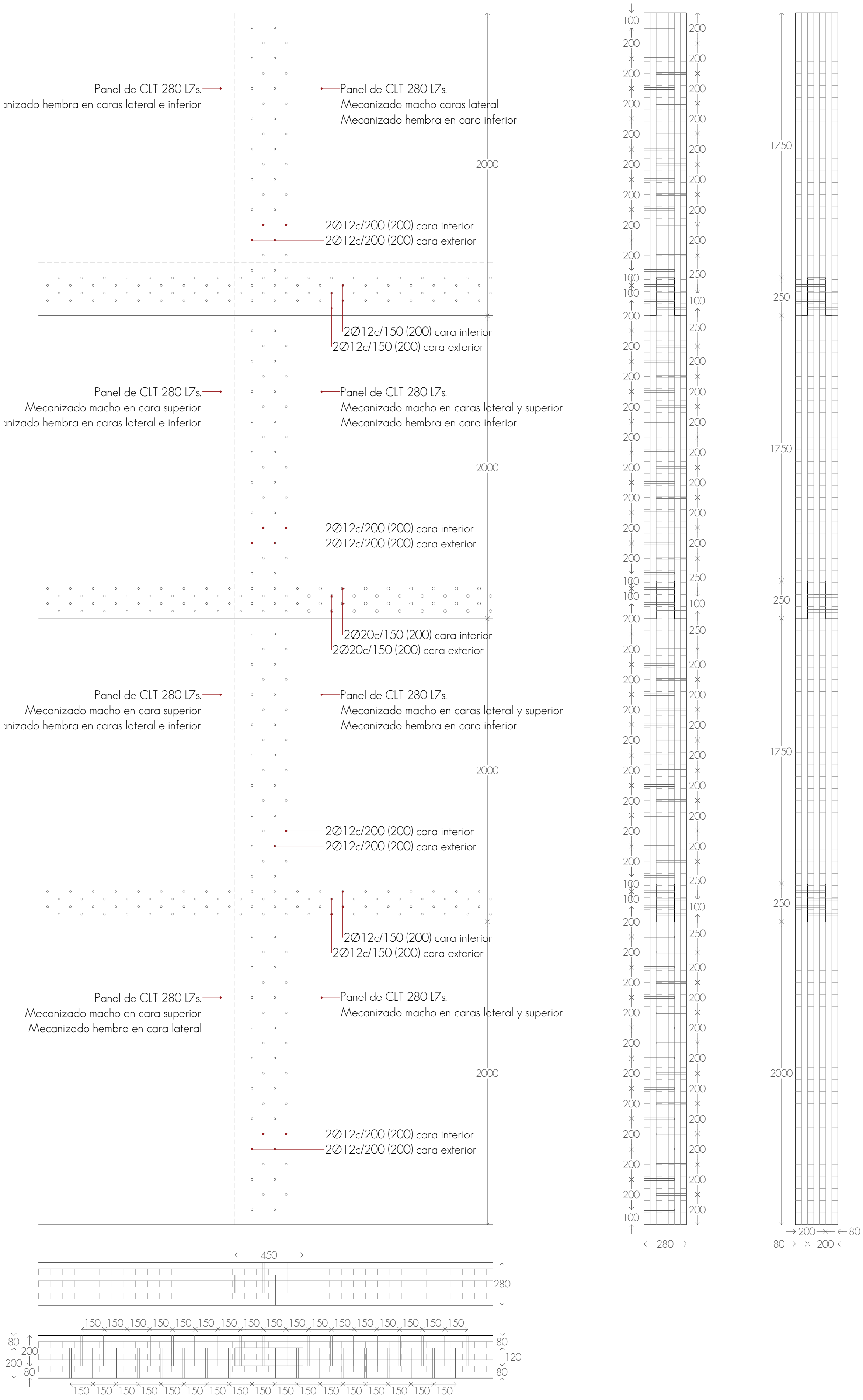
7.2. Empalmes en vigas pared

Elección de la unión y geometría

Debido a que la geometría del edificio supera en algunos sitios la longitud máxima de fabricación de los paneles de CLT es necesario diseñar un empalme entre testas de estos elementos. De manera similar, algunas de las vigas pared puede alcanzar los 8m de altura, requiriendo el empalme de caras laterales de los paneles

Va a comprobarse la unión de la viga pared calculada en el apartado correspondiente de esta memoria. La luz de esta viga es 19,2m entre ejes. Como los paneles de CLT sólo se fabrican hasta los 16 se opta por realizar un empalme a esta distancia. La viga tiene un canto de 8m, lo que convierte la unión en una junta lineal. En el sentido transversal, los paneles se fabrican de hasta 3,9m de ancho, lo que obliga a empalmarlos por la cara, optándose por traer 4 paneles de unos 2m de ancho cada uno.

Debido a la necesidad de mantener las prestaciones resistentes en caso de incendio se evita la utilización de pernos o pasadores pasantes, ya que quedarían expuestos por ambas caras. En lugar de esto, se opta por segregar la unión en dos planos de corte distintos, aprovechando la geometría machihembrada del empalme, de modo que la mitad de los pasadores se introduzca a través de una de las caras, colocándose la mitad desde la otra.



Img. 63. Detalle de empalme por testa y canto en viga pared

Esfuerzos

La viga pared se asimila a una viga empotrada en el núcleo de comunicaciones y articulada en el extremo contrario, donde apoya en un soporte. Para el empalme en testa del elemento los elementos de la unión deberán resistir fundamente esfuerzos de cortante y de momento. Aunque la posición de la unión viene determinada por la longitud máxima de fabricación, la unión queda más próxima al punto de momento nulo que del extremo empotrado, reduciéndose así los esfuerzos por a resistir por este tipo de solicitaciones. Por otra parte, alejar la unión del punto de apoyo en el muro del núcleo asegura la continuidad en la transmisión de esfuerzos en un punto tan crítico.

Como ya se comentó en el apartado correspondiente, las tensiones en un elemento tan poco esbelto no son constantes en toda la sección, incrementándose rápidamente hacia los bordes superior e inferior de la sección en vez de mantener una ley de tensiones lineal.

En los diagramas siguientes se resumen las solicitaciones halladas previamente y el valor de los esfuerzos en el punto de la unión vertical por testa.

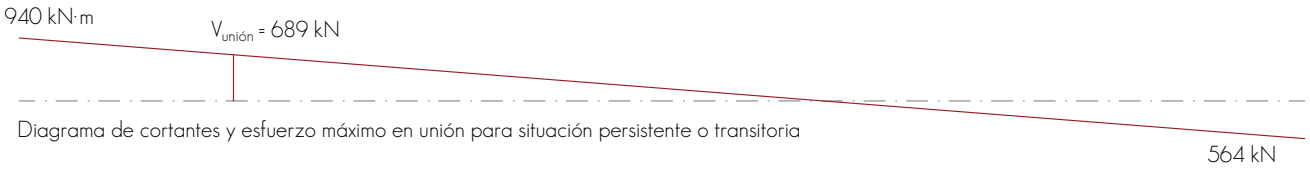


Diagrama de cortantes y esfuerzo máximo en unión para situación persistente o transitoria

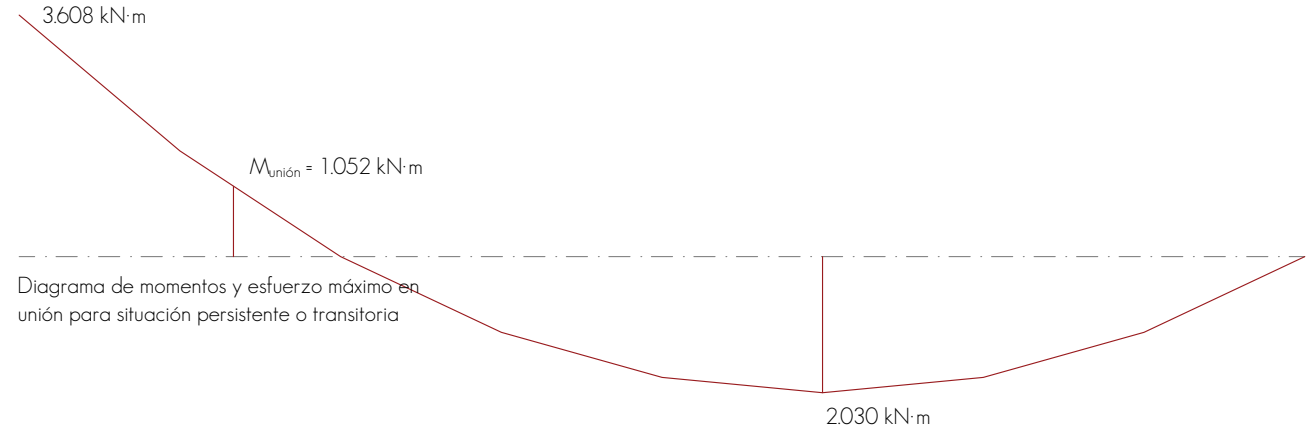


Diagrama de momentos y esfuerzo máximo en unión para situación persistente o transitoria

En el caso de las juntas horizontales la solicitación crítica es el rasante, variable dependiendo de la altura a la que se realice la unión y haciéndose máxima en el centro de la misma. Además, al depender directamente del cortante, varía linealmente con este.

→Esfuerzo rasante, R_{Ed}

$$R_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_y}{I_y}$$

Donde:

· V_{Ed} Esfuerzo cortante de cálculo

· S_y Momento estático de la sección utilizando el área exterior a la altura de la sección considerando

· I_y Inercia de la sección completa

Obteniéndose el siguiente valor para la sección del empotramiento a media altura:

Cortante actuante de cálculo	V_{Ed}	940	kN
Área de la sección	A	1,12	m^2

Distancia al CDG de la sección	d	2	m
Momento estático de la sección	S_y	2,24	m^3
Inercia de la sección completa	I_z	11,9	m^4
Fuerza rasante	R_{Ed}	176	kN/m

Realizando las operaciones anteriores para las secciones situadas a cuartos del canto total de la viga pared se obtiene un rasante de 132 kN.

Comprobación geométrica de la unión

Se respetan las medidas y disposiciones propuestas por el apartado 8.3.5 del Documento Básico de Seguridad Estructural de Madera, para evitar los modos de fallo de unión frágiles. Como existen capas contrapeadas el esfuerzo siempre coincide en el peor ángulo posible para en algunas de ellas.

Los ángulos de dirección del esfuerzo pésimo son:

Ángulo respecto a dirección de fibra	$\alpha_{1,2}$	0	º
Ángulo respecto a testa cargada	$\alpha_{3,t}$	0	º
Ángulo respecto a testa no cargada	$\alpha_{3,c}$	180	º
Ángulo respecto a borde cargado	$\alpha_{4,t}$	90	º
Ángulo respecto a borde no cargado	$\alpha_{4,c}$	270	º

Las medidas necesarias y las utilizadas se resumen en la siguiente tabla para las pasadores del diámetro ∅12.

Distancia		Mínimo	En junta vertical	En junta horizontal	
Paralelo a la fibra	a_1	60	200	150	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	36	150	100	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	84	100	150	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	36	100	150	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	45	113	100	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	36	113	100	mm

Y las medidas necesarias y las utilizadas se resumen en la siguiente tabla para las pasadores del diámetro ∅20.

Distancia		Mínimo	En junta horizontal	
Paralelo a la fibra	a_1	100	150	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	60	100	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	140	150	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	60	150	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	76	100	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	60	100	mm

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

·d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

·d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^{\,2}\alpha + \cos^{\,2}\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

·k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

·α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos				
Densidad característica de la madera	ρ_k	385,00	385,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	20	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	27,78	25,26	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,53	1,65	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	18,16	15,31	MPa
Momento plástico del perno				
Calidad del perno		10.9	10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	191.864	191.864	N·mm

Comprobación de cortante en espiga de unión machiembrada

Esta comprobación asegura que el cortante es capaz de ser soportado por la sección reducida de la

espiga de la testa de la viga, contando también con el área del tablero.

→Tensión de cálculo por cortante $\tau_{V,d}$

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

Donde:

·V_d Cortante actuante en valor de cálculo

·b_{ef} Ancho efectivo de la sección. $b_{ef}=k_{cr} \cdot b$

·h Canto de la sección

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Coeficiente por posibles fendas	K_{cr} cortante madera laminada encolada	0,67	
Área eficaz a cortante	A_{ef}	640.000	mm^2
Tensión tangencial actuante	$\tau_{v,d}$	2,23	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a cortante	$f_{v,Rd}$	2,52	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	I_v	0,88	

Para la comprobación anterior sólo se han considerado efectivas las capas cuya fibra está orientada en perpendicular respecto al esfuerzo, teniendo estas al menos 8cm tanto en las partes hembra como en las macho de la unión.

Comprobación de cortante en el empalme de testa

Se trata de una unión tipo clavija madera-madera con pasadores metálicos y un plano de cortadura. Al no tener los pasadores cabeza, no puede considerarse el efecto soga.

Al tratarse el CLT de un elemento compuesto por superposición de capas de madera con la fibra contrapeada, no es posible estimar mediante las expresiones de la normativa la capacidad a aplastamiento real de las piezas de madera, pues esta depende del espesor de las piezas y de la dirección de la aplicación de la carga respecto a la de la fibra. De modo conservador, se va a suponer que todas las piezas están orientadas en todo su espesor de la peor manera posible respecto a la aplicación de la carga (es decir, a 90º).

Para esta unión y tras comprobar la viabilidad geométrica de la unión se opta por utilizar pasadores del diámetro Ø 12.

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-madera con cortadura simple, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right) \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\dfrac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

- $f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i
- t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador
- $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$
- d Diámetro del elemento de fijación
- $M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

- Aplastamiento de la pieza 1
- Aplastamiento de la pieza 2
- Aplastamiento simultáneo de ambas piezas
- Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 1
- Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 2
- Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	18,16	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	18,16	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	
Espesor de las piezas tipo 1	t_1	120,00	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	80,00	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda		26.147,39	N
Aplastamiento de la pieza derecha		8.715,80	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas		9.332,13	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda		10.759,74	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha		8.402,27	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos		10.515,57	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	8.402,27	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento de la madera de la parte hembra de la unión.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| \begin{matrix} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{matrix} \right.$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·a_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	36,00	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	200,00	mm
Número eficaz en pasadores	nef	26,8	

Multiplicando por ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		4,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	692.089	N

Resistencia superior a los 689 kN exigibles.

Comprobación de flexión

Aunque la posición del nudo se encuentra próxima al punto de momento nulo, todavía hay cierto momento concomitante con el cortante en este punto.

La distribución no lineal de tensiones en la sección se ha considerado mediante un incremento de las solicitaciones según se explica en el apartado de cálculo de la viga pared. En estas condiciones se obtiene que las tensiones en las fibras extremas son las siguientes.

→Tensión máxima y mínima por momento, $\sigma_{0,d}$

$$\sigma_{0,d} = \pm \frac{6 \cdot M_d}{L^2}$$

Donde:

·L Canto de la sección

·M_d Momento actuante en el plano del muro

Que para un momento de 1052kN·m y un canto de 8m da unos 98,6 kN/m. Al haber una distancia entre pasadores de 0,2m y 4 pasadores a esa altura de la sección, se obtiene que un pasador del extremo debe soportar al menos 4,9kN como consecuencia de los esfuerzos de flexión.

El momento anterior se hace concomitante con el cortante, repartido entre todos los pasadores de la sección. Con un cortante de 689 y 144 pasadores, se obtienen 4,8kN extra.

Componiendo vectorialmente los 4,9kN en horizontal causados por el momento y los 4,8 en vertical del cortante se obtiene un total de 6,8kN. Tal y como se ha demostrado en el apartado anterior, un pasador del diámetro Ø12, considerado como ejerciendo fuerza en la peor dirección posible (90º respecto a la dirección de la fibra) y para las secciones del machiembrado propuestas, tiene una capacidad de carga lateral de unos 8kN, por lo que la comprobación arroja que la unión es válida.

Comprobación de rasante en los empalmes horizontales

Tras realizar varios tanteos con la hoja de excel de uniones se llega a la conclusión de que es necesario disponer pasadores del diámetro Ø20 en la sección central próxima al apoyo, siendo posible reducirlo a pasadores del diámetro Ø12 para los empalmes a cuartos de la altura y sólo siendo necesarios en la sección central hasta el nudo de empalme vertical. Seguidamente se muestran únicamente los datos relativos a la zona más crítica.

Se muestran a continuación los resultados de capacidad de carga para la geometría de la unión con pasadores del Ø20.

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	15,31	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	15,31	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	
Espesor de las piezas tipo 1	t_1	120,00	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	80,00	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda		36.736,00	N
Aplastamiento de la pieza derecha		12.245,33	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas		13.111,25	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda		18.561,00	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha		16.323,16	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos		24.214,07	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	12.245,33	N

Para que la disposición de pasadores encaje con la geometría modulada de 2,4m se disponen con una separación de 15cm, obteniéndose una repercusión de 6,67 pasadores por metro:

Número de clavijas alineadas	n	6,67	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a	150,00	mm
Número eficaz en pasadores	nef	4,8	

Y una capacidad final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		4,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	181.086	N

Con la que se estarían cubriendo los 176kN de rasante pésimos.

Justificación en caso de incendio

Es de especial importancia diseñar la unión de manera que pueda resistir aun en caso de pérdida de sección o resistencia por estar sometida al incremento de temperatura en caso de incendio, ya que un fallo crítico de la misma causaría el fallo del elemento estructural considerado, invalidando lo expuesto en las comprobaciones en caso de incendio del apartado de viga pared correspondiente.

Al ser un elemento sectorizador de incendios se entiende que no puede estar sometido a la acción del incendio simultáneamente por las dos caras, y como la acción en hipótesis accidental es aproximadamente la mitad de la acción bajo las hipótesis persistentes o transitorias, basta la mitad de los pasadores para resistir en dicha situación; pudiéndose suponer que los pasadores introducidos a través de la cara expuesta no colaboran y manteniéndose aun así la integridad de la unión en caso de incendio.

Las solicitaciones, halladas de manera similar a lo expuesto en los apartados anteriores pero utilizando una combinación accidental se resumen en los siguientes diagramas:

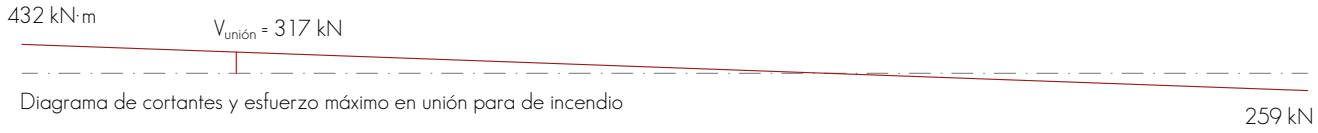


Diagrama de cortantes y esfuerzo máximo en unión para de incendio

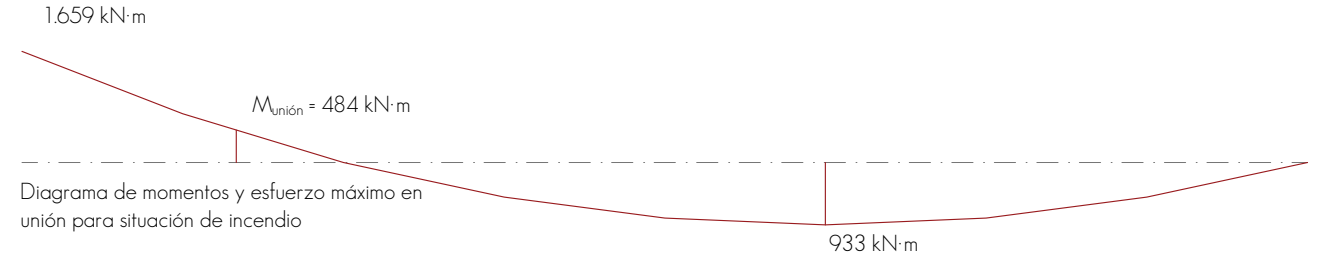


Diagrama de momentos y esfuerzo máximo en unión para situación de incendio

En línea con lo expuesto, se supone que sólo se disponen de manera efectiva de la mitad de los pasadores (los que conforman la fila anterior, cuya capacidad de carga no varía; por lo que repitiendo la última parte de los cálculos anteriores se obtiene que:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		2,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	346.045	N

Capacidad que estaría cubriendo los 317 kN de cortante necesarios.

El rasante actuante en caso de incendio, calculado como se ha mostrado anteriormente pero utilizando un cortante resultante de una combinación accidental y un ancho efectivo resultado de restarle al espesor de la viga pared la profundidad carbonizada esperable es el siguiente:

Cortante actuante de cálculo	V_{Fd}	432	kN
Área de la sección	A	0,84	m^2
Distancia al CDG de la sección	d	2	m

Momento estático de la sección	S_y	1,68	m^3
Inercia de la sección completa	I_z	11,9	m^4
Fuerza rasante	R_{Ed}	61	kN/m

Y repitiendo los cálculos anteriores considerando la mitad de las filas de pasadores porque el resto han perdido la capacidad de carga debido a su exposición al fuego resulta en:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		2,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	90.543	N

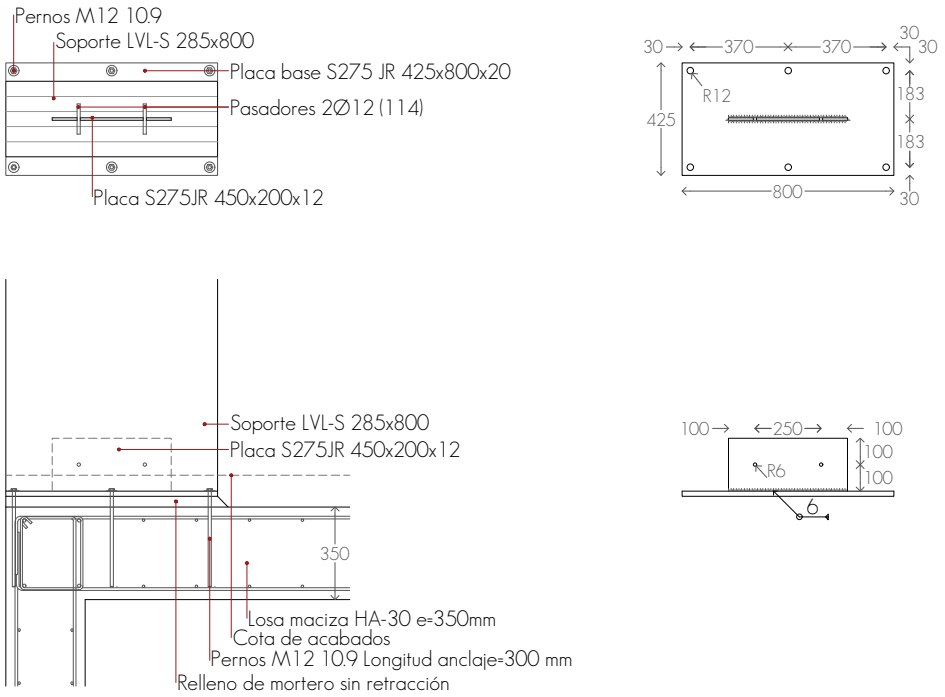
Por lo que la unión cumple las prestaciones exigibles en caso de incendio.

7.3. Unión de pilar de madera en base

Elección de la unión y geometría

Se utiliza para la comprobación la unión bajo el pilar calculado anteriormente (G17), ya que es un soporte representativo y se habían obtenido previamente los axiles.

Se pretende que el comportamiento del soporte frente a carga axil sea por transmisión directa de la compresión, por lo que la placa tiene únicamente la finalidad de poder nivelar y aplomar el soporte con comodidad, además de mantenerlo fijado mientras se montan sobre ellos las vigas pared o los montantes horizontales. Por otra parte es esperable un mínimo cortante en la dirección principal a su eje debido al viento que recibe directamente en su área tributaria.



Img. 64. Detalle de unión de soporte en base.

Esfuerzos

El axil y el cortante que deben resistirse se obtuvieron en el apartado correspondiente. Los valores obtenidos fueron:

- Axil, N=1237kN
- Cortante, V=11,4kN

Comprobación geométrica de la unión

Aunque la compresión se transmite por contacto directo y el cortante apenas es significativo, van a disponerse una placa central con el fin de permitir la colocación del pilar y fijar la base para evitar desplazamientos lateralmente.

Se disponen dos pasadores en la unión para coger el poco cortante que tiene la unión. La colocación a tercios del canto de la sección asegura que no tengan suficiente brazo de palanca como para desarrollar un momento no previsto en los cálculos manuales ni en los modelos generales (los pilares están articulados). En cualquier caso y para evitar que la apertura de los taladros genere puntos de tensión que puedan propiciar una rotura frágil, se respetan las distancias mínimas, que disponiendo pasadores del Ø 12 son:

Distancias en madera		Mínimo	En junta vertical	Propuesto	
Paralelo a la fibra	a_1	60	-	150	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	36	250	100	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	84	100	150	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	36	7990	150	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	45	275	100	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	36	275	100	mm

Además se cumplen los criterios recomendados para distancias en uniones metálicas, para la placa base:

Distancias en acero		Recomendada	Propuesta	
Diámetro de barra de anclaje	∅	12		mm
Tolerancia	t	6		mm
Diámetro del taladro	$∅_{tal}$	24	24	mm
Diámetro de la arandela	$∅_{ar}$	36	40	mm
Distancia al soporte	m	40	40	mm
Distancia al borde de placa	e	25	30	mm
Distancia entre pasadores	p	40	440	mm

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

· $f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

· d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

· d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

· $f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

· k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

· α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos			
Densidad característica de la madera	ρ_k	385,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	27,78	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,53	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	18,16	MPa
Momento plástico del perno			
Calidad del perno		10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	191.864	N·mm

Comprobación de los elementos a compresión

Tanto la placa de acero como la coronación del muro de hormigón en la que se ancla tienen una capacidad a compresión superior a la de la madera.

Por otro lado, la sección de la pieza estaba dimensionada por la interacción axil momento en el centro del soporte por pandeo, siendo crítica la comprobación con pérdida de sección en caso de incendio. Los coeficientes de aprovechamiento para una situación de dimensionado persistente o transitoria no superaban el 20% y en cualquier caso nunca era crítica la tensión de compresión en la sección, si no la inestabilidad por esbeltez.

Teniendo en cuenta lo anterior se prescinde de realizar las comprobaciones de tensiones en dichos materiales, considerando además que no existe concomitancia de momento por no tener la unión suficiente brazo de palanca como para devolver un momento significativo.

Comprobación de los pasadores a cortante

Se trata de una unión tipo clavija madera-madera con pasadores metálicos y un plano de cortadura. Al no tener los pasadores cabeza, no puede considerarse el efecto soga.

El cortante generado por el viento actúa en dirección perpendicular a la fibra.

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-acero de chapa gruesa -madera con doble cortadura, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 2{,}3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

·$f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i

·t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

·d Diámetro del elemento de fijación

·$M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

·Aplastamiento de la madera

·Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija

·Aplastamiento de madera con doble plastificación de clavija

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	18,16	N
Espesor de las piezas de madera	t_1	114,00	mm
Aplastamiento de la madera		24.840	N
Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija		12.593,62	N
Aplastamiento de la madera y doble plastificación de clavija		14.871,25	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	12.593,62	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento con plastificación de clavija.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \begin{cases} n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \\ n \end{cases}$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·a_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	2	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	250	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	2	

Multiplicando ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos

de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		2,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		1,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	32.019	N

Resistencia muy superior a los 11,4 kN exigibles.

En el caso de los redondos mecanizados dejados en espera, el cortante se reparte entre un número mayor de elementos, sin tener que contar además con el modo de fallo de aplastamiento de madera que resulta por lo general crítico en el caso anterior, por lo que la unión es válida.

Comprobación a cortante de la chapa

Como el cortante es la única solicitación esperable en la chapa se utiliza todo el área de la misma para determinar su capacidad a cortante. Se recuerda que la chapa no está preparada para recibir flexiones en el sentido transversal a su plano, que pueden producirse durante el proceso de montaje; por lo que los pilares deberán ser apuntalados en cabeza brevemente hasta que se ejecuten las correas transversales y las diagonales de las esquinas.

→ Capacidad resistente a cortante en elementos de acero, V_{Rd}

$$V_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde:

· A Área de la sección a cortante

· f_{yd} Límite elástico del acero

Área de la sección a cortante	A	0,0045	m
Límite elástico del acero	f_{yd}	261905	kN/m^2
Capacidad a cortante	V_{Rd}	680	kN
Cortante actuante	V_{Ed}	11,4	kN
Índice de aprovechamiento	I_v	0,02	

Puede verse que la chapa no limita a cortante en ningún caso, habiéndose diseñado por disposiciones constructivas más que por necesidad estructural.

Capacidad resistente de la soldadura

La unión entre la placa base y la chapa embutida en el soporte se propone realizarla con soldadura en ángulo.

Ya se ha visto que el espesor de la chapa no es relevante para transmitir la compresión y que la chapa embutida en el soporte es holgada. Se propone utilizar una placa de 2cm para la base que garantice la rigidez del elemento y de 1cm para el chapa embutida. Con estos espesores se obtienen los distintos espesores límite para las gargantas de los cordones de soldadura:

· $a_{min}=t_{máx}/4 > 4,5 \rightarrow a_{mín}=6mm$

· $a_{máx}=0,7t_{mín} \rightarrow a_{máx}=7mm$

Se toma un cordón de soldadura de 6mm.

La resistencia de la soldadura, obtenida mediante valores tabulados arroja una capacidad de 1,4kN/mm, considerando soldadura por ambos extremos de la placa se obtienen 900mm de cordón total, lo que dota a la unión de la capacidad de resistir 1260kN, más que suficiente considerando el poco cortante actuante.

Justificación en caso de incendio

Puesto que la acción principal esperable es el axil y este se trasmite por contacto directo, la merma de resistencia del hormigón y del acero o la pérdida de sección en la base del soporte de madera microlaminada no supone la ruina del elemento.

Por otra parte, la placa de acero está lo suficientemente embebida en la madera como para no verse alterada (en apartados anteriores se había demostrado que la pérdida de sección en la madera era de unos 7cms y el recubrimiento mínimo de esta pieza es de unos 10cm).

Se prevé además la disposición de un acabado de 10cm sobre el suelo de adoquines de granito, capaz de proteger la placa base y la unión con pernos al hormigón durante un periodo prolongado de exposición.

7.4. Unión de correas de fachada con pilares de madera microlaminada

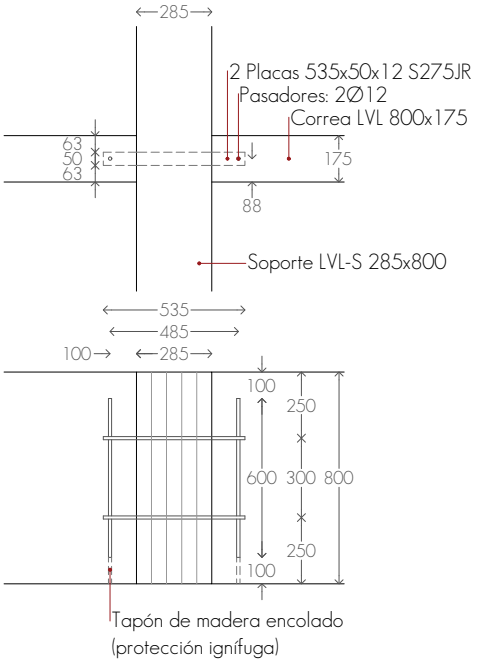
Elección de la unión y geometría

Se escoge el nudo en la intersección de ejes B17 a la altura de la primera planta, ya que la barra había sido calculada en el apartado de correas de fachada y se trata de una unión representativa.

Aunque se trate de una unión con muy poca solicitación, se trata de un nudo complicado de resolver mediante cajeados o espigas, ya que no es aconsejable reducir la sección del pilar para embutir partes de la correa.

Se propone entonces disponer un par de chapas pasantes, con el canto máximo que permita mantenerlas embebidas y protegidas en caso de incendio. Considerando que el canto de las correas es de unos 17cm y que pueden carbonizarse 6cm por cara expuesta, el canto de la chapa de dimensiona en 5cm.

Debido al canto reducido es sólo posible disponer un único pasador. El espesor de la chapa debe ser al menos igual al diámetro del mismo, para poder considerar la chapa como gruesa según las ecuaciones de Johansen e incrementar así considerablemente la capacidad de la unión.



Img. 65. Unión de correas de fachada con pilares de madera microlaminada · Detalle de unión entre correas y soportes de fachada de)6

Esfuerzos

Los esfuerzos ya fueron obtenidos en el apartado en el que se comprobó la correa, y se resumen a continuación:

- Axil, N_d= 108 kN
- Cortante, V_d=15 kN

Como las correas se han considerado biarticuladas, no se considera ningún momento en la unión.

Comprobación geométrica de la unión

Las distancias mínimas a respetar para evitar la rotura frágil de la madera y utilizando pasadores del Ø12 son las siguientes:

Distancias en madera		Mín pasador	Propuesto	
Paralelo a la fibra	a	60	-	mm

Perpendicular a la fibra	a_2	36	-	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	84	100	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	84	-	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	45	88	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	36	88	mm

Y las distancias mínimas en acero, para pernos del diámetro 12:

		Mínimo	Recomen.	Propuesto	
Distancia al borde en dirección del esfuerzo	e_1	16	25	25	mm
Distancia al borde en dirección perpendicular al esfuerzo	e_2	20	25	25	mm
Distancia entre tornillos en dirección del esfuerzo	p_1	29	40	-	mm
Distancia entre tornillos en dirección perpendicular al esfuerzo	p_2	39	40	-	mm
Distancia a pared por utillaje	m	40	40	-	mm

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

·d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

·d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

·k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

·α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos			
Densidad característica de la madera	ρ_k	385,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	27,78	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,53	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	18,16	MPa
Momento plástico del perno			
Calidad del perno		10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	191.864	N·mm

Comprobación a cortante

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-acero de chapa gruesa -madera con doble cortadura, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2{,}3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

- $f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i
- t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador
- d Diámetro del elemento de fijación
- $M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

- Aplastamiento de la madera
- Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija
- Aplastamiento de madera con doble plastificación de clavija

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	22,64	N
Espesor de las piezas de madera	t_1	120,00	mm
Aplastamiento de la madera		32.599	N
Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija		15.711,34	N
Aplastamiento de la madera y doble plastificación de clavija		16.604,96	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	15.711	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento con plastificación de clavija.

Al haber sólo un pasador, no debe considerarse reducción de la resistencia por la alineación de varias

clavijas debilitando una sección determinada.

Multiplicando por ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		2,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		1,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	24.171	N

Resistencia muy superior a los 7,5 kN por chapa exigibles (se disponen dos chapas)

Comprobación a momento y cortante en la chapa en la chapa

Debido al diseño de la unión, la carga se aplica en la chapa a través del pasador, provocando una excentricidad respecto al borde del soporte de 10cm. Con un cortante de 15kN se obtiene un momento de 1,5kN·m.

Considerando un espesor de chapa de 12mm y 5cm de canto, con un momento resistente, M_{Rd}=1,3kN·m, por lo que las dos unidades aportan un total de 2,6 kN·m, capaz de cubrir el momento actuante.

Cada chapa de acero tiene además una capacidad a cortante $V_{Rd=}$60,5 kN, por lo que la solicitación queda cubierta holgadamente.

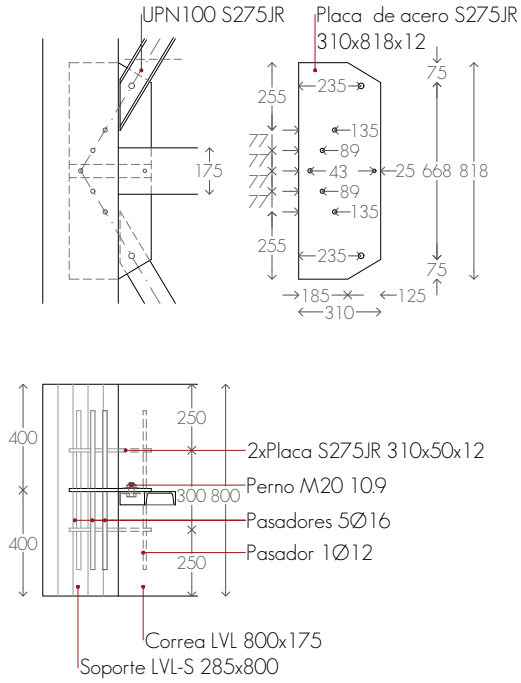
Comprobación en caso de incendio

En el apartado de dimensionado de la correa ya se demostró que la sección reducida tras la pérdida de material por la carbonización durante el incendio resistía las solicitaciones exigibles en situación extraordinaria. Por otra parte, todas las piezas de acero embutidas han sido diseñadas para no estar expuestas, incluso para tener una cierta distancia respecto a la zona carbonizada, con lo cual no se prevé una pérdida de resistencia que pueda hacer fracasar la unión.

7.5. Unión de diagonales de fachada con pilares de madera microlaminada

Elemento escogido

Se escogen diagonales que transcurren desde la planta baja a la primera, al ser las más solicitadas. Como elementos representativos se toman las diagonales del eje 17 que transcurren entre los ejes B y C. Estas barras ya habían sido comprobadas anteriormente, por lo que se tienen los esfuerzos de las mismas.



Img. 66. Unión de diagonales de fachada con pilares de madera microlaminada

Solicitaciones

Al proponerse un arriostramiento en cruz se pretende que las diagonales trabajen a tracción, al alternarse para resistir el esfuerzo de viento según la dirección en la que este se produzca. Además, al diseñarse una unión articulada, el único esfuerzo previsible es el de axil, que se recuerda que tiene el siguiente valor:

- N_d=97kN

Comprobación geométrica

Debido a las reducidas dimensiones del UPN100 no es posible disponer filas de más de 1 tornillo en su alma, por lo que se opta por coger todo el cortante con un único tornillo M22. Las distancias mínimas, recomendadas y propuestas se resumen en la siguiente tabla:

		Mínimo	Recomen.	Propuesto	
Distancia al borde en dirección del esfuerzo	e_1	29	45	50	mm
Distancia al borde en dirección perpendicular al esfuerzo	e_2	36	65	50	mm
Distancia entre tornillos en dirección del esfuerzo	p_1	53	65	-	mm
Distancia entre tornillos en dirección perpendicular al esfuerzo	p_2	72	65	-	mm
Distancia a pared por utillaje	m	50	50	-	mm

No se especifica distancia a pared por utillaje, pues el perno debe ser apretado por el lado del UPN que no tiene alas.

Para evitar que la chapa lateral sea más crítica que la chapa del alma del perfil, se dispone la misma de un espesor mayor. Como el perfil tiene un alma de 6mm se opta por un espesor de 12mm, para que tenga una

resistencia no menor a las placas que aseguran las correas.

Por otro lado, los pasadores dentro del soporte de LVL también tienen que respetar unas distancias mínimas para evitar roturas frágiles:

Distancias en madera		Mín pasador	Propuesto	
Paralelo a la fibra	a_1	75	77	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	48	51	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	112	-	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	112	-	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	48	49	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	48	142	mm

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores y pernos de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

·d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

·d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores y pernos, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

·k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

·α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Además, los pasadores tienen capacidad de carga axil, que puede obtenerse como:

→Capacidad de carga axial en pernos, $F_{ax,Rk}$

$$F_{ax,Rk} = \begin{vmatrix} F_{ax,Rk1} = 3 \cdot f_{c,90,k} \\ F_{ax,Rk2} = 0{,}9 \cdot f_{ub} \cdot A_s \end{vmatrix}$$

Donde:

$F_{ax,Rk1}$ Compresión entre la madera y la arandela

$F_{ax,Rk2}$ Tracción en el fuste del perno

$f_{c,90,k}$ Resistencia característica a compresión perpendicular a la fibra de la madera

f_{ub} Resistencia última del perno

A_s Área resistente a tracción del tornillo de la zona roscada

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pasadores			
Densidad característica de la madera	ρ_k	480,00	kg/m^3
Diámetro del pasador	d	16	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	33,06	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,59	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	0,54	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	28,59	MPa
Momento plástico del pasador			
Calidad del pasador		10.9	
Resistencia última a flexión del pasador	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	405.353	N·mm

Comprobación a cortante de los pernos en la unión de chapa con perfil UPN100

La resistencia a cortante por rosca de un tornillo M22 es de 121,2kN, por lo que los 97kN de la solicitación quedan cubiertos.

Comprobación frente a aplastamiento de la chapas

→ Resistencia frente aplastamiento de chapa lateral, $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Donde:

k_1, Coeficiente, K_1=min | 2,8·e2/d_0 ; 1,4·p_2/d_0 ; 2,5 |

α_b Coeficiente, α_b=min | 1 ; f_{ub}/f_u ; e_1/(3d_0) ; p1/(3·d_0) |

f_u Resistencia última del acero de la chapa lateral

f_{ub} Resistencia última del acero del perno o pasador

d_0 Diámetro del taladro, habitualmente igual al diámetro del perno o pasador + 2mm

d Diámetro del perno o pasador

t Espesor de la chapa lateral

γ_{M2} Coeficiente parcial de seguridad de la comprobación

Calidad del perno o pasador		10.9	
Resistencia última de la placa	f_u	430	MPa
Resistencia última del perno o pasador	f_{ub}	1000	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente aplastamiento	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa lateral	t	8	mm
Diámetro nominal	∅	22	mm
Diámetro del taladro	d_0	24	mm
Separación a borde en dirección del esfuerzo	e_1	50	mm
Separación a borde perpendicular al esfuerzo	e_2	50	mm
Número de pasadores de la unión	n	1	uds
Coeficiente k_{11}	k_{11}	5,83	
Coeficiente $k3_3$	k_{13}	2,50	
Coeficiente k_1	k_1	2,50	
Coeficiente α_{b1}	α_{b1}	1,00	
Coeficiente α_{b2}	α_{b2}	2,33	
Coeficiente α_{b3}	α_{b3}	0,69	
Coeficiente α_b	α_b	0,69	
Resistencia frente al aplastamiento	$F_{b,Rd}$	105	kN
Cortante en la placa	V_{Fd}	97	kN
Cortante por cada perno o pasador	$F_{v,Fd}$	97	kN
Índice de aprovechamiento		0,92	

Comprobación frente a desgarro de las chapas

→Capacidad frente a desgarro de chapa, $V_{ef,Rd}$

$$V_{ef,Rd} = A_{n,t} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{n,v} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde:

$A_{n,t}$ Área solicitada a tracción en el modo de rotura de desgarro, descontando el área de agujeros

$A_{n,v}$ Área solicitada a cortante en el modo de rotura de desgarro, descontando el área de agujeros

f_u Resistencia última del acero de la placa

f_{vRd} Resistencia a cortante del acero de la placa

γ_{M2} Coeficiente parcial de seguridad de la comprobación

Resistencia última de la placa	f_u	430,00	MPa
Resistencia a cortante de la placa	f_{vRd}	151,21	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente a desgarro	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa	t	12,00	mm
Diámetro de los pernos o pasadores	d	22,00	mm
Pernos a descontar del área a cortante	n_v	2,00	uds

Pernos a descontar del área a tracción	n_t	1,00	uds
Longitud solicitada a cortante	$L_{n,v}$	83,00	mm
Longitud solicitada a tracción	$L_{n,t}$	22,00	mm
Número de planos a corte	n	2,00	uds
Área a cortante	$A_{n,v}$	1.992,00	mm^2
Área a tracción	$A_{n,t}$	264,00	mm^2
Resistencia frente al desgarro	$V_{eff,Rd}$	332	kN
Cortante en la placa	V_{Ed}	97,00	kN
Índice de aprovechamiento		0,29	

Comprobación a cortante en la madera

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-acero de chapa gruesa -madera con doble cortadura, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2{,}3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

· $f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i

· t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

· d Diámetro del elemento de fijación

· $M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

· Aplastamiento de la madera

· Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija

· Aplastamiento de madera con doble plastificación de clavija

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	28,59	N
Espesor de las piezas de madera	t_1	150,00	mm
Aplastamiento de la madera		68.612	N
Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija		32.169,14	N
Aplastamiento de la madera y doble plastificación de clavija		31.318,27	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	31.318	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento con doble plastificación de clavija.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \; . \; \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}^{\,n} \right.$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·a_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	3	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	90	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	2,2	

Multiplicando ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		2,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		1,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	105.036	N

Resistencia superior a los 97,2 kN exigibles.

Comprobación en caso de incendio

Ya se había demostrado en los apartados correspondientes que las secciones de madera tenían capacidad suficiente para resistir las solicitaciones tras la carbonización en situación de incendio.

Del mismo modo, se había calculado un recubrimiento mínimo de pintura intumescente considerando el porcentaje de aprovechamiento de las diagonales, las chapas deberán ofrecer al menos la misma protección, con un espesor mínimo de pintura intumescente de 800 µm.

7.6. Unión viga pared de CLT con pilar de madera microlaminada

Elección de la unión y geometría

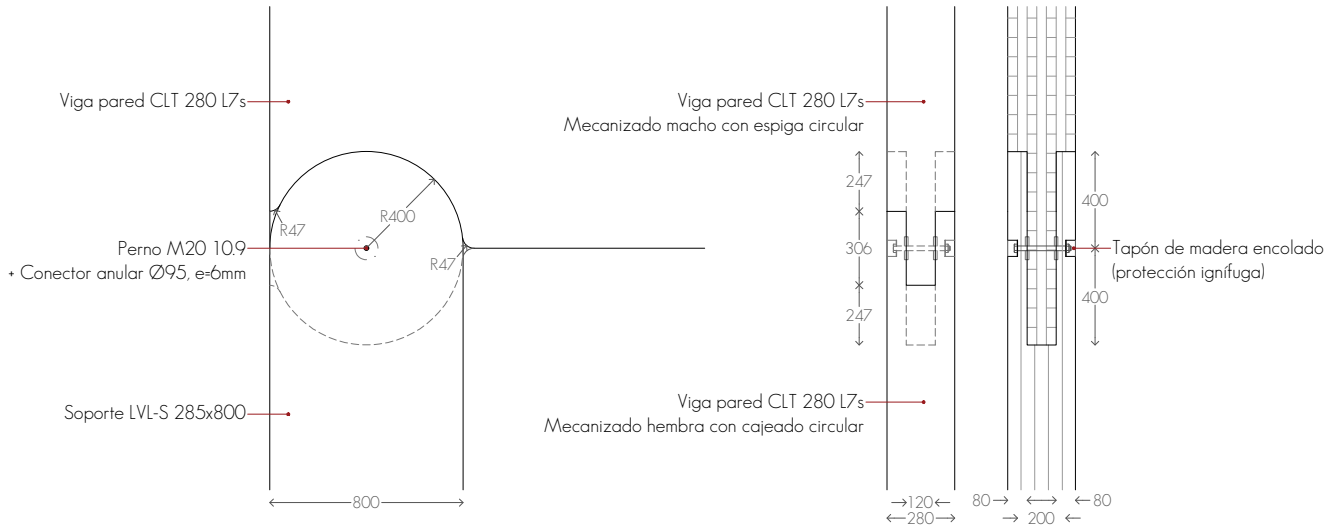
Se trata de la unión del pilar G17, ya calculado en el apartado de verificación de elementos estructurales representativos.

El criterio principal de dimensionado de la unión trata de conseguir la articulación en el punto de conexión sin exponer al exterior elementos de acero cuyo fallo por la acción del incendio pueda ocasionar el fallo crítico de la unión. Como el objetivo principal de la unión es transmitir el cortante de la viga pared a modo de compresión para el pilar, ésta puede hacerse por transmisión directa a modo de apoyo, siempre que la superficie de contacto sea suficiente para evitar el aplastamiento de las fibras de la madera.

La unión habitual para estos casos sería embutir una o varias placas de acero, en la viga pared y en el soporte, de modo que todo el cortante se transmitiera a éstas a través de pernos o pasadores. Para materializar la rótula se suele disponer soldadas a las placas embutidas otras dos placas de testa, conectadas entre sí a través de piezas acarteladas y un único bulón. Antes de descartar esta unión por completo se realiza un predimensionado del número de pasadores necesario, llegando a la conclusión de que haría falta una unión de 1m de longitud a cada lado, con unas 4 filas de 15 pasadores y dos placas de acero embutidas.

Puede observarse que transmitir los esfuerzos por clavijas hasta las placas mediante mecanismos de cortante obliga a un dimensionado excesivo de una unión que podría materializarse por contacto directo sin necesidad de piezas auxiliares. Por otra parte, la necesidad de materializar la rótula obligaría a que esta quedara expuesta en una hipotética situación de incendio durante un tiempo en el que difícilmente podría mantener las condiciones resistentes, a menos que se protegiese la unión mediante. Es por todo esto que se opta por realizar una unión por apoyo simple, con una geometría que impida el deslizamiento de la misma en las dos direcciones de la superficie de contacto.

En la unión se dispone un perno para asegurar el ensamblado de la unión. Entre los planos de corte de la unión también se colocan dos llaves de anillo para distribuir en una mayor superficie la concentración de tensiones en torno al perno y evitar así la aparición de una fenda; pero se tratan de dos elementos meramente constructivos a los que no se les atribuye capacidad resistente en la unión durante su cálculo.



Img. 67. Unión de viga pared de CLT con pilar de madera microlaminada.

Esfuerzos

Se trata de una unión a axil para el soporte, con unos esfuerzos ya hallados, que se resumen en:

· Axil, N= 1311kN

·Cortante, V=11,4kN

Los esfuerzos proporcionados están mayorados.

Comprobación a compresión en sección de apoyo

Como se vio en el apartado de comprobación del pilar de madera microlaminada, la sección dispuesta era capaz de resistir el axil de compresión sin agotarse. Aunque el plano de transmisión se haya divido en 3 planos a distinta altura, la superficie sigue siendo la misma, por lo que las tensiones sobre cada parte deberán seguir siendo admisibles. Esta comprobación se refiere a la superficie de apoyo de CLT.

Al tener la viga pared las capas con la dirección de la fibra contrapeada hay que considerar la capacidad de cada una de ellas por separado.

En dirección perpendicular al esfuerzo cortante se cuenta con 4 capas de 4cm. En total se obtiene un ancho de apoyo de 16 cm.

En dirección paralela al esfuerzo se cuenta con la totalidad de las capas en vertical, 3 capas de 4cm de espesor, que suponen un ancho total de 12cm.

Como la capacidad en dirección paralela es muy superior a la perpendicular (35 MPa frente a 6) puede justificando únicamente considerando las capas bien orientadas.

→Tensión de compresión actuante, $\sigma_{c,0,d}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

Donde:

·N_d Axil de compresión actuante mayorado

·A_n Área neta, descontando huecos de la sección resistente

→Capacidad resistente a compresión paralela a la fibra, $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M.

·$f_{c,0,g,k}$ Resistencia a compresión paralela a la fibra característica.

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M.

Axil de compresión mayorado	N_d	1311	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	13651	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	17280	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión paralela a la fibra	$I_{c,0}$	0,79	

Por lo que la unión es válida.

Comprobación en caso de incendio

Una de las grandes ventajas de la unión propuesta es la ausencia de elementos metálicos resistentes, lo que permite realizar una comprobación de la unión simplemente utilizando secciones reducidas de madera tras haber descontado la profundidad carbonizada esperable.

Los esfuerzos de axil a transmitir en situación de incendio ya fueron hallados en el apartado correspondiente. Esta solicitación tiene un valor de N_{fi}=731kN.

Cuando se realizó la comprobación del soporte ya se verificó que la sección reducida era capaz de soportar las tensiones en situación accidental, quedaría por tanto comprobar las tensiones en el apoyo de la viga.

La pérdida de sección es de unos 7 cm por cada cara. Considerando que los 4 primeros corresponden a capas perpendiculares a la fibra, la pérdida de espesor total a considerar será de unos 6cm en las capas paralelas a la fibra. En estos términos se rehacen las comprobaciones anteriores, obteniéndose los siguientes resultados:

Axil de compresión mayorado	N_d	683	kN
Área de huecos a descontar de la sección resistente	A^-	0,00	m^2
Tensión de compresión actuante	$\sigma_{c,0,d}$	15453	kN/m^2
Capacidad resistente de la sección a compresión paralela	$f_{c,0,d}$	27600	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión paralela a la fibra	$I_{c,0}$	0,49	

Puede apreciarse que la bajada de solicitaciones que arroja la combinación accidental es más significativa que la pérdida de sección en las capas bien orientadas.

7.7. Unión de viga recíproca con pilar de madera microlaminada

Elemento escogido y geometría de la unión

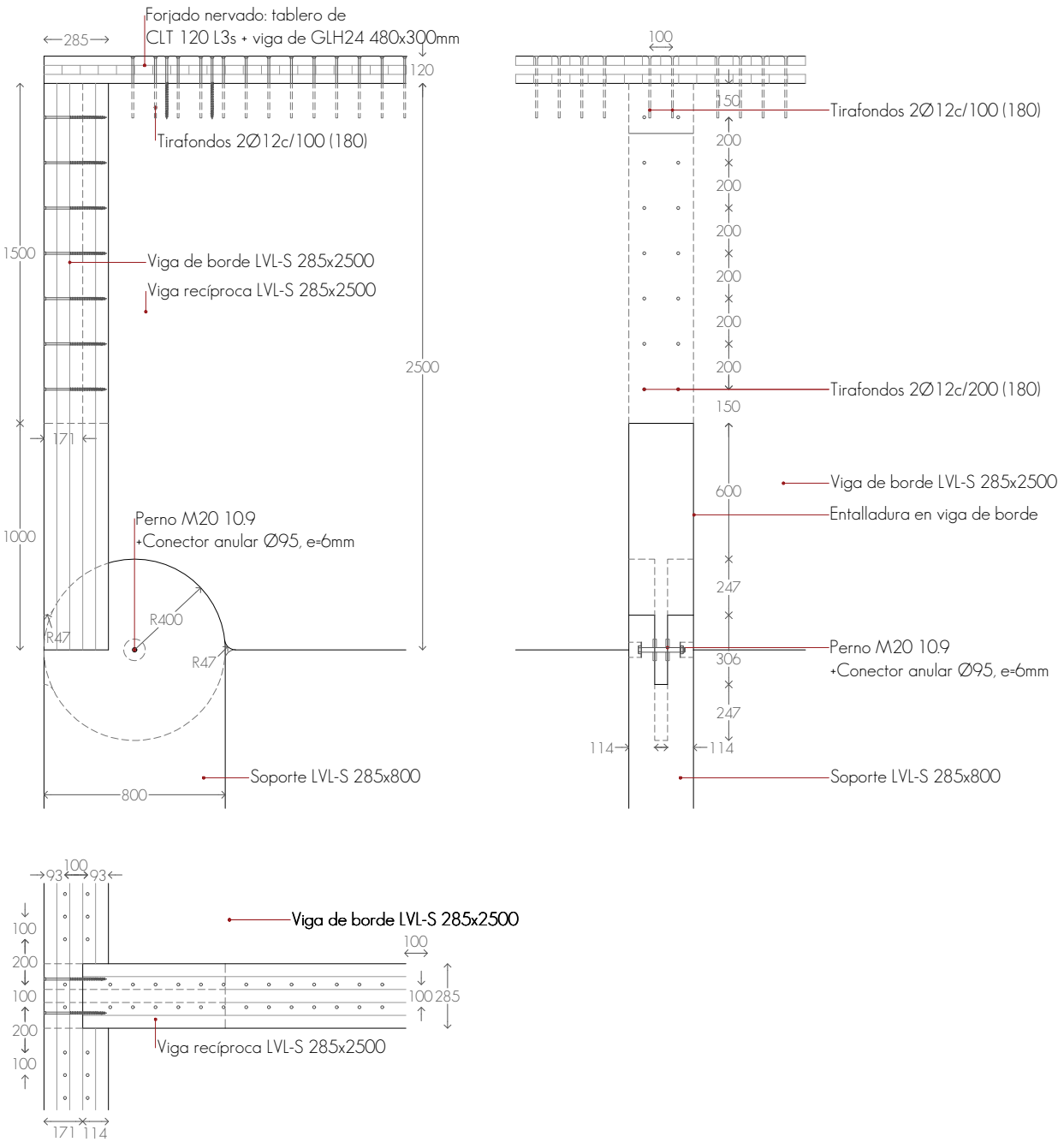
Aunque habitualmente se han realizado las comprobaciones sobre el eje G17, en este caso no interesa, al no acometer a él ninguna viga recíproca. Va a tomarse para el desarrollo y cálculo manual de este tipo de unión la del nudo L17.

Las solicitaciones han sido halladas previamente, en el apartado de la viga recíproca.

Se trata de una viga de gran luz que acomete a un pilar en su coronación. La unión se ha comprobado y considerado como articulada tanto en los cálculos manuales como en los modelos de cálculo correspondientes. Además, concurren al nudo dos vigas de borde transversales, del mismo tamaño, que se esperan tengan cierta continuidad sobre el soporte y que tienen la función de repartir la carga uniformemente entre los pilares próximos y servir de zuncho perimetral al plano de cubierta, evitando la deformación del mismo junto con la losa de CLT.

La materialización de la unión articulada viga recíproca-pilar presenta los mismos requisitos que presentaba el caso de la unión de viga pared-pilar. La superficie de contacto es suficiente como para transmitir el cortante de la viga directamente como compresión al soporte.

Embeber placas de acero y realizar la rótula vista en acero añade el problema de justificar la exposición en caso de incendio de la unión y genera uniones complicadas con una cantidad innecesaria de clavijas para transmitir por cortante algo que puede transmitirse por gravedad. Es habitual encontrar este tipo de uniones, debiéndose la mayoría de las veces a que se trata de una unión cuya comprobación está tipificada en la normativa más que por otro motivo.



Img. 68. Unión de viga recíproca de madera con pilar de LVL

Solicitaciones

La unión se trata en realidad de un conjunto de ellas sometidas a diferentes esfuerzos.

Por un lado el cortante de la viga tiene que transmitirse como compresión al pilar. Este esfuerzo ya había sido estimado previamente como que podía alcanzar un valor de 481kN mayorado.

Además, las vigas recíprocas y de borde están trabajando solidariamente gracias a la disposición de una losa de CLT de 12cm de espesor que evita el pandeo del borde comprimido de las vigas y garantiza la indeformabilidad del conjunto en el plano horizontal de la cubierta. Para que esta unión sea efectiva, ha de ser capaz de absorber el rasante asociado al momento en la sección en la que el tablero se une con las vigas.

→Determinación de la posición del centro de gravedad general de la sección a la fibra inferior de la misma, z_s

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_C} b_i \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} b \cdot d_i}$$

Donde:

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·b_i Ancho de la capa considerada

·d_i Canto de cada capa

·o_i Posición del centro de gravedad de cada capa respecto a la fibra inferior de la sección

·b Ancho de la sección

·n número de la capa longitudinal

→Determinación de la distancia del centro de gravedad de cada capa al centro de gravedad global de la sección, a_i

$$a_i = o_i - z_s$$

Donde:

·o_i Posición del centro de gravedad de cada capa

·z_s Distancia del CDG de la sección a fibra inferior de la sección

→Determinación del área neta de la sección, $A_{0,net}$

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_C} \cdot b \cdot d_i$$

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

→Momento de inercia de la sección, $I_{0,net}$

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Donde:

·E_i Módulo elástico de la capa en la dirección de carga considerada

·E_c Módulo elástico de referencia

·d_i Canto de cada capa

·b Ancho de la sección

·a_i Distancia del centro de gravedad de cada capa al centro de gravedad global

·n número de la capa longitudinal

El ancho del ala se ha limitado de manera conservadora, ya que la utilización de un ancho de operaciones que para las 3 primeras capas correspondientes a la losa de CLT superior arroja los siguientes resultados:

Nº de capa (1=superior)		1	2	3	
Orientación		0	90	0	º
Canto	h_i	40	40	40	mm
Ancho	b_i	1.200	1.200	1.200	mm
Módulo elasticidad	E_i	11.500	300	11.500	MPa
CDG de capa	s	20	20	20	mm
Distancia CDG de capa a cara inferior	o_i	2.600	2.560	2.520	mm
Distancia CDG capa a CDG de sección	a_i	1.193	1.153	1.113	mm
$E_i/E_c \cdot B_i \cdot d_i \cdot o_i$		124.800.000	3.205.565	120.960.000	mm^3
Área neta = $E_i/E_c \cdot B_i \cdot d_i$	A_i	48.000	1.252	48.000	mm^2
Momento de inercia de la capa	I_i	6.400.000	166.957	6.400.000	mm^4
Área·distancia al cuadrado	$Ai \cdot a_i^2$	68.277.874.778	1.663.691.260	59.425.388.510	mm^3
Momento estático de la capa	S_i	57.248.039	1.443.340	53.408.039	mm^3

Aplicando además las reducciones de ancho eficaz para el ala de CLT según el método Gamma, de manera análoga a lo explicado en el apartado 5.1 de esta memoria, se obtienen los siguientes parámetros generales para la sección completa:

Posición del CDG (respecto a fibra inferior)	Z_u	1.407	mm
Posición del CDG (respecto a fibra superior)	Z_0	1.213	mm
Área neta	$A_{0,net}$	809.752	mm^2
Momento de inercia neto	$I_{0,net}$	518.110.555.194	mm^4
Momento de inercia efectivo	I_{ef}	513.987.202.315	mm^4
Módulo resistente neto	$W_{0,net}$	368.150.774	mm^3
Canto total de la pieza	h	2.620	mm
Momento estático de sección a cortante de rodadura de capa trans	$S_{R0,net}$	279.566.311	mm^3
Número de capa en la que se encuentra el CDG de la sección		6	
Momento estático de la sección a cortante en capa longitudinal	$S_{0,net}$	296.298.804	mm^3

Interesando especialmente el valor del momento estático y de las tensiones tangenciales entre la capa 3 y 4, punto en el que se desea hallar la solicitación, por ser dónde se une la viga recíproca a la losa de CLT superior:

Nº de capa (1=superior)		1	2	3	4	
M. estático de la capa	S_i	57.248.039	1.443.340	53.408.039	68.946.308	mm^3
M. estático a cota determinada	S(Z)	57.248.039	58.691.379	112.099.419	181.045.727	mm^3
Tensiones tangenciales por capa	τ(Z)	0,000	0,004	0,007	0,030	N/mm^2

Conocidos el cortante actuante, el momento estático de la capa de CLT y la inercia total de la sección, se

está en condición de hallar la fuerza rasante a resistir en el punto de unión.

→Esfuerzo rasante, R_{Ed}

$$R_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_y}{I_y}$$

Donde:

· V_{Ed} Esfuerzo cortante de cálculo

· S_y Momento estático de la sección utilizando el área exterior a la altura de la sección considerando

· I_y Inercia de la sección completa

Obteniéndose el siguiente valor para la sección del empotramiento a media altura:

Cortante actuante de cálculo	V_{Ed}	481	kN
Momento estático en cambio sección	S_y	0,18	m^3
Inercia de la sección completa	I_z	0,51	m^4
Fuerza rasante	R_{Ed}	170	kN/m

Respecto a la viga de borde no se prevé que tenga que trabajar a otra flexión que la del peso propio y la del poco área tributaria que le corresponda de manera directa, pues todas las vigas de la cubierta recíprocas caen directamente sobre pilares. Los esfuerzos esperables son los siguientes:

Condiciones de contorno	Empotrado-Empotrado	Valor característico, k	Valor de cálculo, d	
Momento positivo	M^+	4	4	kN·m
Momento negativo	M^-	7	9	kN·m
Cortante izquierda	V_{izq}	18	22	kN·m
Cortante derecha	V_{der}	18	22	kN·m

Se ha considerado condiciones de contorno empotrado-empotrado por la continuidad de la viga.

También es esperable que en cierta medida trabajen en su eje para llevar las cargas horizontales hasta los vanos arriostrados de los extremos. En el peor de los casos se trataría de una carga de viento aplicada sobre la superficie de la última media planta y repartida entre al menos 4 planos de arriostramiento. (2 en fachada y 2 en el núcleo de comunicaciones). Calculando de manera conservadora el valor de este axil puede asegurarse que no la unión no debería necesitar transmitir más de 47kN.

Comprobación geométrica de la unión

En la unión articulada viga-pilar se dispone un perno para asegurar el ensamblado de la unión. Entre los planos de corte de la unión también se colocan dos llaves de anillo para distribuir en una mayor superficie la concentración de tensiones en torno al perno y evitar así la aparición de una fenda; pero se tratan de dos elementos meramente constructivos a los que no se les atribuye capacidad resistente en la unión durante su cálculo. Los recubrimientos de estas piezas son suficientemente holgados como para que no se haga necesario comprobar su viabilidad geométrica.

Para la unión en continuidad de la viga de borde se respetan las siguientes distancias:

Distancias en madera		Mínimo	En viga de borde	En viga recíproca	
Paralelo a la fibra	a_1	60	-	170	mm

Perpendicular a la fibra	a_2	36	200	200	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	84	85	-	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	36	2315	-	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	45	200	200	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	36	200	200	mm

Comprobación de compresión perpendicular a fibra en el apoyo

En la unión de la viga pared con el soporte ya se comprobó que el soporte era capaz de recibir mucha más carga de la que recibe en esta unión. Por otro lado, y como se comentó por entonces, el soporte debe dimensionarse para la situación de inestabilidad por pandeo, mientras que la sección de apoyo no.

Preocupa sin embargo, la capacidad de la viga recíproca, pues tiene un rebaje en la testa, y la orientación principal de las fibras es totalmente perpendicular a la aplicación de la carga.

→Área eficaz considerando el efecto cuerda, A_{ef}

$$A_{ef} = \min \begin{vmatrix} b \cdot (l + 2 \cdot 30) \\ b \cdot (l + l) \\ b \cdot \left(l + \frac{l_1}{2}\right) \end{vmatrix}$$

Donde:

·b Ancho de la pieza comprimida

·l Longitud de entrega en el apoyo

·l_1 Distancia desde la primera carga hasta el apoyo

→Tensión de cálculo actuante considerando efecto cuerda, A_{ef}

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

Donde:

·$F_{c,90,d}$ Axil actuante perpendicular a la fibra

·A_{ef} Área eficaz

→Índice de aprovechamiento en compresión perpendicular para vigas sobre apoyo aislado

$$I_{c,90} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1$$

Donde:

·$\sigma_{c,90,d}$ Tensión de cálculo actuante

·$k_{c,90}$ Coeficientes que aumenta la capacidad según geometría y madera. Como no está tipificado el caso de madera microlaminada ni piezas grandes se toma igual a 1

·$f_{c,90,d}$ Resistencia a compresión perpendicular a la fibra

Entrega en el apoyo	l	0,515	m

Área efectiva 1	A_{ef1}	0,16	m^2
Área efectiva 2	A_{ef2}	0,26	m^2
Área efectiva 3	A_{ef3}	0,20	m^2
Área efectiva definitiva	A_{ef}	0,16	m^2
Factor por efecto cuerda	K_c	1	
Distancia del apoyo a la primera carga	l_1	0,4	m
Axil de compresión mayorado	$N_{c,90,d}$	481	kN
Tensión de compresión mayorada	$\sigma_{c,90,d}$	3013,52	kN/m^2
Resistencia mayorada a compresión perpendicular	$f_{c,90,d}$	4500	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión perpendicular a la fibra	$I_{c,90}$	0,67	

Para la longitud de entrega en el apoyo se ha prescindido de considerar la parte cuya sección se reduce para pasasjr las vigas de borde que acometen al nudo.

.Comprobación de cortante en viga recíproca

Como no se producen entalladuras para el apoyo puede considerarse la sección íntegra y por tanto esa comprobación quedaría satisfecha con lo explicado en la comprobación del elemento correspondiente.

Comprobación de cortante y acumulación de tensiones por entalladuras en viga de borde

La viga de borde tiene una importante entalladura en el apoyo que podría producir una acumulación de tensiones excesivas.

Se comprueba en primer lugar que la sección reducida es capaz de resistir las solicitaciones. En este caso la sección restante tiene 1 m de canto:

→Tensión de cálculo por cortante $\tau_{V,d}$

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

Donde:

·V_d Cortante actuante en valor de cálculo

·b_{ef} Ancho efectivo de la sección. $b_{ef}=k_{cr} \cdot b$

·h Canto de la sección

→Capacidad resistente a cortante, $f_{V,Rd}$

$$f_{V,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{V,Rk}}{\gamma_M}$$

Donde:

·k_{mod} factor de modificación según tabla 2.4 del CTE DB SE-M

·$f_{v,Rk}$ tensión resistente característica del material a cortante

·γ_M coeficiente parcial de seguridad para el material según tabla 2.3 del CTE DB SE-M

Coeficiente por posibles fendas	K_{cr} madera microlaminada	1	
Área eficaz a cortante	A_{ef}	0,285	m^2
Tensión tangencial actuante	$\tau_{v,d}$	0,1	N/mm^2
Capacidad resistente de la sección a cortante	$f_{v,Rd}$	3,07	N/mm^2
Índice de aprovechamiento	I_v	0,03	

Debido a que la solicitación es muy baja, no parece que pueda haber problemas, aun considerando la acumulación de tensiones por la entalladura en el apoyo:

→Índice de aprovechamiento a cortante con entalladura, I_v

$$I_v = \frac{\tau_{d,max}}{k_v \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

Donde:

·τ_d Cortante actuante en valor de cálculo

·k_v Coeficiente de concentración de tensiones en el cambio de sección

·$f_{v,Rd}$ Capacidad resistente a cortante

→Coeficiente de concentración de tensiones en el cambio de sección, k_v

$$k_v = \frac{k_n\left(1+\frac{1{,}1\cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}}\right)}{\sqrt{h}\left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)}+0{,}8\frac{x}{h}\sqrt{\frac{1}{\alpha}-\alpha^2}\right)} \leq 1$$

Donde:

·h Canto de la viga

·h_{ef} Canto de la viga en el rebaje

·k_n Coeficiente según material. Para madera microlaminada k_n=4,5

·i Inclinación del rebaje (longitud del rebaje/canto del rebaje)

·α Relación entre cantos $\alpha=h_{ef}/h$

·x distancia desde el eje del apoyo hasta el final del rebaje

Inclinación del rebaje	i	0	
Canto de la viga	h	2000	mm
Canto de la zona rebajada	h_{ef}	1500	mm
Distancia desde el eje del apoyo hasta el final del rebaje	x	71	mm
Relación entre cantos total y rebajado	α	0,75	
Coeficiente del material	k_n	4,50	
Coeficiente de concentración de tensiones por cambio de sección	k_v	0,22	
Índice de aprovechamiento a cortante con entalladura	I_v	0,15	

Comprobación a rasante entre tablero de CLT y viga recíproca

Se opta por realizar la unión mediante tirafondos introducidos desde la cara superior de la losa de CLT, ya

que la capacidad a arrancamiento colabora favorablemente frente al rasante. Se comprueba en primer lugar la viabilidad geométrica de la unión para evitar los modos de fallo frágiles.

		Mínimo	Propuesto	
Separación entre tirafondos paralelos a la fibra	a_1	84	100	mm
Separación entre tirafondos perpendicular a la fibra	a_2	60	60	mm
Distancia a testa	$a_{1,cg}$	120	100	mm
Distancia a borde	$a_{2,cg}$	48	52	mm

Al utilizarse tirafondos de un diámetro mayor a 6mm la norma sugiere adoptar el comportamiento como pernos, debiendo comprobarse sucesivamente los distintos modos de fallo y adoptar como capacidad total aquel para el que se produce el fallo bajo una carga menor.

→Resistencia al aplastamiento en dirección paralela a la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde

·d Diámetro eficaz del tirafondo

·ρ_k Densidad característica de la madera

→ Resistencia a aplastamiento de la madera en cualquier dirección, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia de aplastamiento en dirección paralela a la fibra

·k_{90} Factor que depende de la madera. Para coníferas: k_{90}=1,35+0,015·d

·α ángulo formado entre la dirección de la fibra y la dirección de la carga

Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	34,64	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,65	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Densidad característica de la madera	ρ_k	480	kg/m^3
Diámetro del tirafondo real (caña)	d	12	mm
Espesor del tablero	t	120	mm
Resistencia al aplastamiento de la madera	$f_{h,\alpha,k}$	20,99	MPa

→Momento plástico del tirafondo, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del acero

·d Diámetro eficaz del tirafondo

Diámetro exterior de la parte roscada (entre 6-12mm)	d	12,00	mm
Calidad del tirafondo		10.9	
Resistencia última a flexión del tirafondo	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del tirafondo	$M_{y,rk}$	191.864	N·mm

→Valor característico de resistencia al arranque de un tirafondo perpendicular a la fibra, $f_{ax,k}$

$$f_{ax,k} = 0{,}52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$$

Donde

·d Diámetro eficaz del tirafondo

·l_{ef} Longitud de la parte roscada

·ρ_k Densidad característica de la madera

Diámetro interior de la parte roscada	d_1	8	mm
Relación de diámetros (válido entre 0,6 y 0,75)	d_1/d	0,67	
Longitud efectiva	l_{ef}	120	mm
Densidad característica de la madera	ρ_k	480	kg/m^3
Resistencia al arranque	$f_{ax,k}$	12,99	N

→Capacidad de carga axial, $F_{ax,\alpha,Rk}$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1{,}2 \cdot \cos^2\alpha + \sin^2\alpha}$$

Donde:

·n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

·d Diámetro exterior medido en la parte roscada

·l_{ef} Longitud de penetración de la parte roscada en la pieza de punta

·k_d Factor. k_d=min | d/8; 1 |

·$f_{ax,k}$ Valor característico de resistencia al arranque de un tirafondo perpendicular a la fibra

·α ángulo formado entre la dirección de la fibra y la dirección de la carga

Número de tirafondos en la unión	n	40	uds
Número eficaz	n_{ef}	27,66	uds
Factor K_d	K_d	1,00	
Ángulo entre el eje del tirafondo y la dirección de la fibra (>30º)	α	1,57	rad
Resistencia a carga axial total de la unión con tirafondos	$F_{ax,\alpha,Rk}$	748.014,59	N
Resistencia a carga axial de 1 tirafondo	$F_{ax,\alpha,Rk}$	27.043,08	N

→Capacidad de carga por incrustación de la cabeza, $F_{ax,\alpha,Rk}$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8}$$

Donde:

· n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

· d_h Diámetro de la cabeza del tirafondo

· ρ_k Densidad característica de la madera

· ρ_a Densidad asociada

· $f_{head,k}$ valor característico del parámetro de resistencia a la incrustación de la cabeza o punzonamiento para la densidad asociada

Parámetro de incrustación de la cabeza o punzonamiento	$f_{head,k}$	16,50	N/mm^2
Diámetro de la cabeza del tirafondo	d_h	15,00	mm
Densidad asociada	ρ_a	380,00	kg/m^3
Resistencia a la incrustación de la cabeza o punzonamiento	$F_{ax,\alpha,Rk}$	123.790,29	N

→Capacidad de carga por incrustación de la cabeza, $F_{t,Rk}$

$$F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k}$$

Donde:

· n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

· $f_{tens,k}$ valor característico de la capacidad de carga a tracción del tirafondo

Capacidad de carga a tracción del tirafondo	$f_{tens,k}$	50.265	N
Capacidad a carga axial por tracción en el fuste o arrancamiento de cabeza	$F_{t,Rk}$	1.390.336	N

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-madera con cortadura simple, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right)\right] \\ 1{,}05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \frac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta\right] \\ 1{,}05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta\right] \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

·$f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i

·t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

·$\beta=f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

·d Diámetro del elemento de fijación

·$M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

·Aplastamiento de la pieza 1

·Aplastamiento de la pieza 2

·Aplastamiento simultáneo de ambas piezas

·Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 1

·Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 2

·Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	21	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	21	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	
Espesor de las piezas tipo 1	t_1	120	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	150	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda		30.228	N
Aplastamiento de la pieza derecha		18.893	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas		20.995	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda		18.958	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha		21.296	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos		18.067	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	18.067	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento de la madera con plastificación de las clavijas en 3 puntos.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right| n$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·q_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	10	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a$_1$	100	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	6,3	

Multiplicando por ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		2,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	173.874	N

Resistencia superior a los 170 kN exigibles.

Comprobaciones en caso de incendio

Una de las ventajas de la unión radica en que es estable sin la necesidad de las clavijas.

Se comprueba de nuevo el axil de compresión sobre el soporte con la sección reducida. Debido a la combinación accidental, la solicitación actuante es ahora de sólo 107kN.

En estas condiciones la reducción de sección en caso de incendio es la siguiente:

→Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección, $d_{char,n}$

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

Donde:

·β_n Velocidad de carbonización nominal, según tabla E.1

·t Tiempo de exposición al fuego

→Profundidad eficaz de carbonización de las caras expuestas durante el periodo de tiempo considerando,d_{ef}

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

Donde:

·$d_{char,n}$ Profundidad carbonizada nominal de cálculo en una dirección

·k_0 Coeficiente. Para t<20 minutos k_0=1; para tiempos inferiores k_0=t/20

·d_0 = 7mm

Continuando con el ejemplo, se muestran a continuación los parámetros para dicho elemento. Como se explica en el apartado materiales de bases de cálculo, el barniz intumescente cubre los efectos del incendio durante los 30 primeros minutos teniendo únicamente que justificar otros 90 minutos como madera no protegida:

Corrección del factor de estabilidad primeros 20 min	K_0 Superficie no protegida	1	
Tiempo de exposición equivalente	t	90	min
Tiempo de inicio de carbonización en elementos protegidos	t_{ch}	0	min

Velocidad de carbonización	β_n	0,7	
Profundidad de la zona carbonizada normalizada	$d_{char,n}$	63	mm
Profundidad de pirólisis	d_0	7	mm
Profundidad efectiva total	d_{ef}	0,07	m
Coeficiente de mayoración de incendio	k_{fi}	1,10	

→Capacidad resistente a compresión perpendicular a la fibra en caso de incendio, $f_{c,90,fi}$

$$\mathbf{f_{c,90,fi} = f_{c,90,g,k} \cdot k_{fi}}$$

Donde:

$f_{c,90,g,k}$ Resistencia a compresión perpendicular a la fibra característica

k_{fi} Coeficiente de mayoración en caso de incendio

Perdiéndose sección por 3 caras en el pilar, y considerando únicamente la parte de la viga recíproca sin la entalladura que recibe a las vigas de borde, queda una sección restante de 0,14 x 0,43m.

Entrega en el apoyo	l	0,43	m
Área efectiva 1	A_{ef1}	0,07	m^2
Área efectiva 2	A_{ef2}	0,12	m^2
Área efectiva 3	A_{ef3}	0,09	m^2
Área efectiva definitiva	A_{ef}	0,07	m^2
Factor por efecto cuerda	Kc	1	
Distancia del apoyo a la primera carga	l_1	0,4	m
Axil de compresión mayorado	$N_{c,90,fi}$	292	kN
Tensión de compresión mayorada	$\sigma_{c,90,fi}$	4114	kN/m^2
Resistencia mayorada a compresión perpendicular	$f_{c,90,fi}$	6600	kN/m^2
Índice de aprovechamiento a compresión perpendicular a la fibra	$I_{c,90,fi}$	0,62	

El resto de comprobaciones tienen un valor de solicitación tan bajo, que en hipótesis accidental es prácticamente despreciable. Se recuerda además que pasadores y tirafondos quedan en todo momento protegidos por la madera, sin que haya placas de acero vistas que puedan socavar la integridad de la unión a altas temperaturas.

7.8. Unión entre vigas recíprocas de madera microlaminada de cubierta

Elemento escogido y geometría de la unión

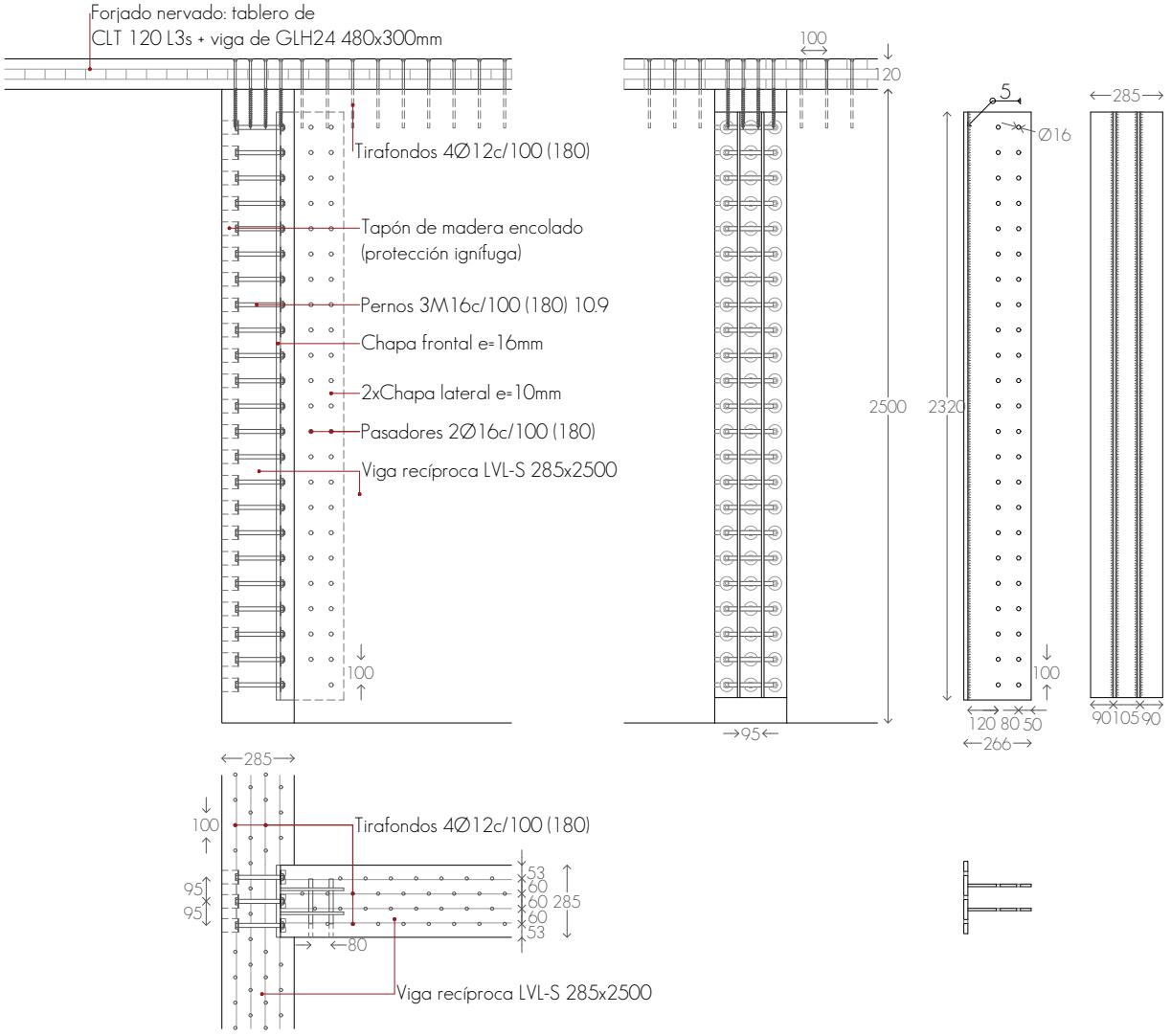
Cualquier elemento de la parte central en la zona de mayor luz puede ser representativo de este tipo de unión. Se selecciona la viga del eje k, a la que acomete perpendicularmente la del eje 12.

Se trata en todos los casos de uniones en T, en las que las vigas se abrochalan mutuamente uniéndose lateralmente.

Debido a que la sección alcanza grandes solicitaciones hacia el centro del vano de cortante se evitan las uniones a media madera con reducción de canto en las piezas, ya que haciendo una comprobación preliminar se observó que la acumulación de tensiones en este tipo de entalladuras serían inasumibles. Si que es posible sin embargo realizar rebajes en el ancho de la sección y aprovechar para embutir acero lo suficientemente alejado de la superficie como para no tener que preocuparse por su exposición al calor en caso de incendio.

Debido al esfuerzo tan grande al que se ve sometido la unión es necesario disponer dos placas intermedias. Se trata entonces de una unión acero-madera-acero con 4 planos de corte y pasadores para la viga que acomete y de una unión madera-acero con pernos para la viga que recibe.

La unión propuesta presenta la siguiente geometría:



Img. 69. Unión entre vigas recíprocas de madera microlaminada de cubierta

Solicitaciones

Las solicitaciones que se utilizan se han obtenido del análisis en Robot de la cubierta, modelada como estructura de barras. El análisis reveló que las barras centrales de la cubierta recíproca tenían mayor cortante

que las secciones cercanas a los apoyos.

El cortante máximo esperable tiene un valor mayorado de 945kN.

Además del cortante hay que considerar que el tablero de CLT tiene la función de arriostrar los cordones superiores de las vigas recíprocas, evitando que se produzca el fallo por vuelco lateral y evitando que se produzcan distorsiones angulares en el entramado de vigas, siendo relevante a este respecto que la unión entre tablero de CLT y vigas sea capaz de soportar el rasante.

En la unión anterior se habían calculado las propiedades mecánicas de la sección y el momento estático en el punto de intersección CLT-viga recíproca. Como el rasante es directamente proporcional al cortante, se recoge a continuación el valor que debe ser soportado hacia las zonas pésimas de la cubierta:

→Esfuerzo rasante, R_{Ed}

$$R_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_y}{I_y}$$

Donde:

· V_{Ed} Esfuerzo cortante de cálculo

· S_y Momento estático de la sección utilizando el área exterior a la altura de la sección considerando

· I_y Inercia de la sección completa

Obteniéndose el siguiente valor para la sección del empotramiento a media altura:

Cortante actuante de cálculo	V_{Ed}	945	kN
Momento estático en cambio sección	S_y	0,18	m^3
Inercia de la sección completa	I_z	0,51	m^4
Fuerza rasante	R_{Ed}	333	kN/m

Comprobación geométrica de la unión

Debido a la gran capacidad de carga requerida, se utilizan pernos y pasadores del Ø 16.

Como la unión de la chapa a la viga que recibe es del tipo madera-acero, es necesario disponer pernos para evitar que la unión deslice.

Las distancias mínimas a respetar en el caso de los pasadores en madera a fin de evitar los modos de rotura frágiles son las siguientes:

Distancias en madera		Mín pasador	Propuesto	Mín perno	Propuesto	
Paralelo a la fibra	a_1	80	80	64	95	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	48	100	64	100	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	112	120	112	-	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	112	-	112	-	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	61	150	64	150	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	48	150	48	150	mm

Y las distancias mínimas en acero, para pernos del diámetro 16:

	Mínimo	Recomen.	Propuesto

Distancia al borde en dirección del esfuerzo	e_1	21	35	60	mm
Distancia al borde en dirección perpendicular al esfuerzo	e_2	27	35	47	mm
Distancia entre tornillos en dirección del esfuerzo	p_1	40	50	100	mm
Distancia entre tornillos en dirección perpendicular al esfuerzo	p_2	54	50	95	mm
Distancia a pared por utillaje	m	40	40	42	mm

Características de los materiales

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores y pernos de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

· $f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

· d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

· d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores y pernos, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

· $f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

· k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

· α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Además, los pasadores tienen capacidad de carga axil, que puede obtenerse como:

→Capacidad de carga axial en pernos, $F_{ax,Rk}$

$$F_{ax,Rk} = \left| \begin{matrix} F_{ax,Rk1} = 3 \cdot f_{c,90,k} \\ F_{ax,Rk2} = 0{,}9 \cdot f_{ub} \cdot A_s \end{matrix} \right.$$

Donde:

$F_{ax,Rk1}$ Compresión entre la madera y la arandela

$F_{ax,Rk2}$ Tracción en el fuste del perno

$f_{c,90,k}$ Resistencia característica a compresión perpendicular a la fibra de la madera

f_{ub} Resistencia última del perno

A_s Área resistente a tracción del tornillo de la zona roscada

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos o pasadores			
Densidad característica de la madera	ρ_k	480,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	16	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	33,06	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,59	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	20,79	MPa
Momento plástico del perno o del pasador			
Calidad del perno		10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	405.353	N·mm
Capacidad de carga axial del perno			
Diámetro exterior arandela	$\varnothing_{ext,ar}$	48,00	mm
Diámetro del agujero de la arandela	$\varnothing_{int,ar}$	18,00	mm
Superficie de la arandela	A_{ar}	1.555,09	mm^2
Compresión entre la madera y la arandela	$F_{ax,Rk1}$	27.991,59	N
Área resistente a tracción del tornillo	A_s	157,00	mm^2
Tracción en el fuste	$F_{ax,Rk2}$	141.300,00	MPa
Capacidad de carga axial del perno	$F_{ax,Rk}$	27.991,59	N

Comprobación a cortante de la unión de viga que acomete

Se trata de una unión tipo clavija madera-acero-madera con pasadores metálicos y 4 planos de cortadura. Al no tener los pasadores cabeza, no puede considerarse el efecto soga.

Para esta unión y tras comprobar la viabilidad geométrica de la unión se opta por utilizar pasadores del diámetro Ø20. Para el espesor de la pieza de madera se toma el mínimo, al tener distinta profundidad el pasador en las piezas exteriores. Este retranqueo se genera intencionadamente para garantizar el recubrimiento de los pasadores en caso de incendio.

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-acero-madera con cortadura doble, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \dfrac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2{,}3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

·$f_{h,1,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza 1

·t_1 Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

·d Diámetro del elemento de fijación

·$M_{y,Rk}$ Momento plástico característico del pasador

·$F_{ax,Rk}$ Capacidad de carga axial del perno. En el caso de los pasadores este valor es 0

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

·Aplastamiento de la madera

·Aplastamiento de la madera con plastificación de clavija

·Aplastamiento de madera y doble plastificación de clavija

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	20,79	N
Espesor de las piezas de madera	t_1	36,00	mm
Aplastamiento de la madera		11.977	N
Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija		16.769,18	N
Aplastamiento de la madera y doble plastificación de clavija		26.709,95	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	11.977	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es por aplastamiento de madera. Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \; ; \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}^{n} \right.$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·a_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	23	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	100	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	14	

Multiplicando ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		4,00
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30
Nº de filas de unión		2,00

Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	1.031.681	N

Resistencia superior a los 945 kN exigibles.

Comprobación a cortante de unión en viga que recibe otra transversal

La viga que recibe a otra transversal tiene un rebaje suficiente como para garantizar la protección de la chapa frontal mediante recubrimiento. Con el fin de incrementar el número de pernos se disponen dos placas embebidas, que conduce a una chapa frontal con 3 filas de pernos.

Para alcanzar el valor ha sido necesario hacer las consideraciones de chapa gruesa, esto significa que la chapa tiene que tener un espesor igual o mayor al de los pasadores, es decir de 2cm.

Las ecuaciones de Johansen son idénticas que en el caso anterior. Obteniéndose los siguientes valores:

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	20,79	N
Espesor de las piezas de madera	t_1	150	mm
Aplastamiento de la madera		49.906	N
Aplastamiento de la madera y plastificación de la clavija		30.493,78	N
Aplastamiento de la madera y doble plastificación de clavija		33.387,44	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	30.494	N

Número de clavijas alineadas	n	23	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	100	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	14	

Y una capacidad final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		3,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	984.982	N

Con la que se estarían cubriendo los 945kN de cortante pésimos.

Comprobación a rasante en zonas de máximo cortante

Se opta por realizar la unión mediante tirafondos introducidos desde la cara superior de la losa de CLT, ya que la capacidad a arrancamiento colabora favorablemente frente al rasante. Se comprueba en primer lugar la viabilidad geométrica de la unión para evitar los modos de fallo frágiles.

		Mínimo	Propuesto	
Separación entre tirafondos paralelos a la fibra	a_1	84	100	mm
Separación entre tirafondos perpendicular a la fibra	a_2	60	60	mm
Distancia a testa	$a_{1,cg}$	120	100	mm
Distancia a borde	$a_{2,cg}$	48	52	mm

Al utilizarse tirafondos de un diámetro mayor a 6mm la norma sugiere adoptar el comportamiento como pernos, debiendo comprobarse sucesivamente los distintos modos de fallo y adoptar como capacidad total aquel para el que se produce el fallo bajo una carga menor.

→Resistencia al aplastamiento en dirección paralela a la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde

·d Diámetro eficaz del tirafondo

·ρ_k Densidad característica de la madera

→ Resistencia a aplastamiento de la madera en cualquier dirección, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^{\,2}\alpha + \cos^{\,2}\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia de aplastamiento en dirección paralela a la fibra

·k_{90} Factor que depende de la madera. Para coníferas: k_{90}=1,35+0,015·d

·α ángulo formado entre la dirección de la fibra y la dirección de la carga

Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	12	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	34,64	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,65	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Densidad característica de la madera	ρ_k	480	kg/m^3
Diámetro del tirafondo real (caña)	d	12	mm
Espesor del tablero	t	120	mm
Resistencia al aplastamiento de la madera	$f_{h,\alpha,k}$	20,99	MPa

→Momento plástico del tirafondo, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del acero

·d Diámetro eficaz del tirafondo

Diámetro exterior de la parte roscada (entre 6-12mm)	d	12,00	mm
Calidad del tirafondo		10.9	
Resistencia última a flexión del tirafondo	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del tirafondo	$M_{y,rk}$	191.864	N·mm

→Valor característico de resistencia al arranque de un tirafondo perpendicular a la fibra, $f_{ax,k}$

$$f_{ax,k} = 0{,}52 \cdot d^{-0{,}5} \cdot l_{ef}^{-0{,}1} \cdot \rho_k^{0{,}8}$$

Donde

·d Diámetro eficaz del tirafondo

·l_{ef} Longitud de la parte roscada

·ρ_k Densidad característica de la madera

Diámetro interior de la parte roscada	d_1	8	mm
Relación de diámetros (válido entre 0,6 y 0,75)	d_1/d	0,67	
Longitud efectiva	l_{ef}	120	mm
Densidad característica de la madera	ρ_k	480	kg/m^3
Resistencia al arranque	$f_{ax,k}$	12,99	N

→Capacidad de carga axial, $F_{ax,\alpha,Rk}$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1{,}2 \cdot \cos^2\alpha + \sin^2\alpha}$$

Donde:

·n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

·d Diámetro exterior medido en la parte roscada

·l_{ef} Longitud de penetración de la parte roscada en la pieza de punta

·k_d Factor. k_d=min | d/8; 1 |

·$f_{ax,k}$ Valor característico de resistencia al arranque de un tirafondo perpendicular a la fibra

·α ángulo formado entre la dirección de la fibra y la dirección de la carga

Número de tirafondos en la unión	n	40	uds
Número eficaz	n_{ef}	27,66	uds
Factor K_d	K_d	1,00	
Ángulo entre el eje del tirafondo y la dirección de la fibra (>30º)	α	1,57	rad
Resistencia a carga axial total de la unión con tirafondos	$F_{ax,\alpha,Rk}$	748.014,59	N
Resistencia a carga axial de 1 tirafondo	$F_{ax,\alpha,Rk}$	27.043,08	N

→Capacidad de carga por incrustación de la cabeza, $F_{ax,\alpha,Rk}$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8}$$

Donde:

·n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

·d_h Diámetro de la cabeza del tirafondo

·ρ_k Densidad característica de la madera

·ρ_a Densidad asociada

·$f_{head,k}$ valor característico del parámetro de resistencia a la incrustación de la cabeza o punzonamiento para la densidad asociada

Parámetro de incrustación de la cabeza o punzonamiento	$f_{head,k}$	16,50	N/mm^2
Diámetro de la cabeza del tirafondo	d_h	15,00	mm
Densidad asociada	ρ_a	380,00	kg/m^3
Resistencia a la incrustación de la cabeza o punzonamiento	$F_{ax,\alpha,Rk}$	123.790,29	N

→Capacidad de carga por incrustación de la cabeza, $F_{t,Rk}$

$$F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k}$$

Donde:

·n_{ef} Número eficaz, $n_{ef}=n^{0,9}$

·$f_{tens,k}$ valor característico de la capacidad de carga a tracción del tirafondo

Capacidad de carga a tracción del tirafondo	$f_{tens,k}$	50.265	N
Capacidad a carga axial por tracción en el fuste o arrancamiento de cabeza	$F_{t,Rk}$	1.390.336	N

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-madera con cortadura simple, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right) \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\dfrac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

·$f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i

·t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

·$\beta=f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

·d Diámetro del elemento de fijación

·$M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

·Aplastamiento de la pieza 1

·Aplastamiento de la pieza 2

·Aplastamiento simultáneo de ambas piezas

·Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 1

·Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 2

·Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	21	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	21	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	
Espesor de las piezas tipo 1	t_1	120	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	150	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda		30.228	N
Aplastamiento de la pieza derecha		18.893	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas		20.995	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda		18.958	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha		21.296	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos		18.067	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	18.067	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento de la madera con plastificación de las clavijas en 3 puntos.

Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \; ; \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}^{n} \right.$$

Donde:

·n Número de pernos alineados

·q_1 Separación en la dirección de la fibra

·d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	10	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	q_1	100	mm
Número eficaz en pasadores	n_{ef}	6,3	

Multiplicando por ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		4,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	347.748	N

Resistencia superior a los 333 kN exigibles.

Comprobación frente a aplastamiento de la chapas

Se supone que el cortante se reparte a partes iguales entre las dos chapas laterales, que reciben cada una 473 kN.

→ Resistencia frente aplastamiento de chapa lateral, $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Donde:

k_1, Coeficiente, K_1=min | 2,8·e2/d_0 ; 1,4·p_2/d_0 ; 2,5 |

α_b Coeficiente, α_b=min | 1 ; f_{ub}/f_u ; e_1/(3d_0) ; p1/(3·d_0) |

f_u Resistencia última del acero de la chapa lateral

f_{ub} Resistencia última del acero del perno o pasador

d_0 Diámetro del taladro, habitualmente igual al diámetro del perno o pasador + 2mm

d Diámetro del perno o pasador

t Espesor de la chapa lateral

γ_{M2} Coeficiente parcial de seguridad de la comprobación

Calidad del perno o pasador		10.9	
Resistencia última de la placa	f_u	430	MPa
Resistencia última del perno o pasador	f_{ub}	1000	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente aplastamiento	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa lateral	t	10	mm
Diámetro nominal	∅	16	mm
Diámetro del taladro	d_0	18	mm
Separación a borde en dirección del esfuerzo	e_1	60	mm
Separación a borde perpendicular al esfuerzo	e_2	50	mm
Separación entre tornillos en dirección al esfuerzo	p_1	100	mm
Separación entre tornillos perpendicular al esfuerzo	p_2	80	mm
Número de pasadores de la unión	n	46	uds
Coeficiente k_{11}	k_{11}	7,8	
Coeficiente k_{22}	k_{12}	6,2	
Coeficiente $k3_3$	k_{13}	2,5	
Coeficiente k_1	k_1	2,5	

Coeficiente α_{b1}	α_{b1}	1,0	
Coeficiente α_{b2}	α_{b2}	2,3	
Coeficiente α_{b3}	α_{b3}	1,1	
Coeficiente α_{b4}	α_{b4}	1,9	
Coeficiente α_{b}	α_{b}	1,0	
Resistencia frente al aplastamiento	$F_{b,Rd}$	137,6	kN
Cortante en la placa	V_{Fd}	472,5	kN
Cortante por cada perno o pasador	$F_{v,Fd}$	10,3	kN
Índice de aprovechamiento		0,07	

Puede observarse que esta comprobación está muy lejos de ser crítica, los valores para la chapa frontal son los siguientes:

Calidad del perno o pasador		10.9	
Resistencia última de la placa	f_u	430	MPa
Resistencia última del perno o pasador	f_{ub}	1000	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente aplastamiento	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa lateral	t	16	mm
Diámetro nominal	∅	16	mm
Diámetro del taladro	d_0	18	mm
Separación a borde en dirección del esfuerzo	e_1	60	mm
Separación a borde perpendicular al esfuerzo	e_2	47	mm
Separación entre tornillos en dirección al esfuerzo	p_1	100	mm
Separación entre tornillos perpendicular al esfuerzo	p_2	95	mm
Número de pasadores de la unión	n	69	uds
Coeficiente k_{11}	k_{11}	7,3	
Coeficiente k_{22}	k_{12}	7,4	
Coeficiente $k3_3$	k_{13}	2,5	
Coeficiente k_1	k_1	2,5	
Coeficiente α_{b1}	α_{b1}	1,0	
Coeficiente α_{b2}	α_{b2}	2,3	
Coeficiente α_{b3}	α_{b3}	1,1	
Coeficiente α_{b4}	α_{b4}	1,9	
Coeficiente α_{b}	α_{b}	1,0	
Resistencia frente al aplastamiento	$F_{b,Rd}$	220,2	kN
Cortante en la placa	V_{Fd}	945,0	kN
Cortante por cada perno o pasador	$F_{v,Fd}$	13,7	kN
Índice de aprovechamiento		0,06	

Comprobación frente a desgarro de las chapas

→Capacidad frente a desgarro de chapa, $V_{ef,Rd}$

$$V_{ef,Rd} = A_{n,t} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{n,v} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde:

$A_{n,t}$ Área solicitada a tracción en el modo de rotura de desgarro, descontando el área de agujeros

$A_{n,v}$ Área solicitada a cortante en el modo de rotura de desgarro, descontando el área de agujeros

f_u Resistencia última del acero de la placa

f_{vRd} Resistencia a cortante del acero de la placa

γ_{M2} Coeficiente parcial de seguridad de la comprobación

Resistencia última de la placa	f_u	430,00	MPa
Resistencia a cortante de la placa	f_{vRd}	151,21	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente a desgarro	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa	t	10	mm
Diámetro de los pernos o pasadores	d	16	mm
Pernos a descontar del área a cortante	n_v	23	uds
Pernos a descontar del área a tracción	n_t	2	uds
Longitud solicitada a cortante	$L_{n,v}$	1.900	mm
Longitud solicitada a tracción	$L_{n,t}$	64	mm
Número de planos a corte	n	2	uds
Área a cortante	$A_{n,v}$	38.000	mm^2
Área a tracción	$A_{n,t}$	640	mm^2
Resistencia frente al desgarro	$V_{eff,Rd}$	4.817	kN
Cortante en la placa	V_{Ed}	945,00	kN
Índice de aprovechamiento		0,20	

Y para el caso de la placa frontal:

Resistencia última de la placa	f_u	430,00	MPa
Resistencia a cortante de la placa	f_{vRd}	151,21	MPa
Coeficiente parcial de seguridad frente a desgarro	γ_{M2}	1,25	
Espesor de la chapa	t	16,00	mm
Diámetro de los pernos o pasadores	d	16,00	mm
Pernos a descontar del área a cortante	n_v	22,50	uds
Pernos a descontar del área a tracción	n_t	2,00	uds
Longitud solicitada a cortante	$L_{n,v}$	1.900,00	mm
Longitud solicitada a tracción	$L_{n,t}$	158,00	mm
Número de planos a corte	n	2,00	uds
Área a cortante	$A_{n,v}$	60.800,00	mm^2
Área a tracción	$A_{n,t}$	2.528,00	mm^2

Resistencia frente al desgarro	$V_{eff,Rd}$	8.225	kN
Cortante en la placa	V_{Ed}	945,00	kN
Índice de aprovechamiento		0,11	

Puede observarse que es una comprobación lejos de ser crítica en cualquier caso.

Comprobación frente a cortante de la chapa lateral

Al considerar que el cortante es recibido en la chapa lateral a través de 4 filas de tornillos, es de esperar que la sección más débil para la comprobación reciba 1/4 del cortante total, es decir 236 kN

→Comprobación a corte en chapa lateral, Fv,Rd

$$V_{ef,Rd} = A_{n,v} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde:

$A_{n,v}$ Área solicitada a cortante en el modo de rotura de desgarro, descontando el área de agujeros

f_{vRd} Resistencia a cortante del acero de la placa

Resistencia a cortante de la placa	f_{vRd}	151,21	MPa
Espesor de la chapa	t	10	mm
Diámetro de los pernos o pasadores	d	16	mm
Pernos a descontar del área a cortante	n_v	23	uds
Longitud solicitada a cortante	$L_{n,v}$	2.090	mm
Área a cortante	$A_{n,v}$	20.900	mm^2
Resistencia frente a cortante	$F_{v,Rd}$	3.160	kN
Cortante en la placa	V_{Ed}	236	kN
Índice de aprovechamiento		0,07	

Puede observarse que la solicitación de cada plano de corte está muy lejos de alcanzar la mitad de la capacidad de la sección a cortante, por lo que no es esperable que haya interacción de esfuerzos entre momento y cortante.

Comprobación de compresión en chapa lateral

Aunque la unión debería funcionar únicamente a cortante, la necesidad de embutir placas de acero para poder resolver que las vigas acometan en un mismo plano, obliga una unión lateral que genera excentricidad en la aplicación de la carga respecto a la viga.

Tomando como punto de aplicación de la carga el centro de las dos filas de pasadores laterales se obtiene un brazo de palanca de unos 16cm. Considerando un cortante mayorado de 945kN, se obtiene un momento de 151,2 kN·m, que ha de ser soportado por los pernos y por las chapa frontal y laterales dispuestas.

Realizando la clasificación seccional de las chapas laterales como elementos planos apoyados en un borde y libres en el otro, se obtiene una clase 4, como se demuestra seguidamente. Para los cálculos se ha tomado el

borde traccionado como coaccionado al no tener problemas de inestabilidad por compresión y estar embutido en una viga de madera conectada a una losa de CLT y el inferior como libre.

Los parámetros geométricos necesarios son los siguientes:

→Coeficiente de abolladura, k_σ

$$k_\sigma = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2 \qquad \psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

Donde:

·Ψ Relación de las tensiones en los bordes del elemento plano

→Límite de esbeltez de la clase 3, c/t

$$\frac{c}{t} = 21 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma_1}}$$

Donde:

·ε Factor de reducción ε=0,92 para acero S275

·k_σ Coeficiente de abolladura

Espesor de la chapa	t	10	mm
Ancho de la chapa	b	2.320	mm
Factor de reducción	ε	0,92	
Coeficiente de abolladura secciones flectadas con borde comprimido libre	k_σ	0,43	
Límite de esbeltez para la clase 3	b/t_{lim}	12,7	
Esbeltez geométrica	b/t	232	
Relación entre tensiones en los bordes del elemento	Ψ	1	

Como se supera la esbeltez límite, la chapa es clase 4. Debido a esto el método de la comprobación exige determinación de las solicitaciones elástica con reducción de rigidez y determinación de la resistencia de las secciones elástica con resistencia reducida. El método propuesto se basa en la utilización de un ancho eficaz, que se define como:

→Ancho eficaz para elementos de clase 4 comprimidos susceptibles de abolladura, b_{ef}

$$b_{ef} = \rho \cdot b_c$$

Donde

·ρ Factor de reducción

·b_c Ancho de la zona comprimida del elemento plano total o parcialmente comprimido

→Factor de reducción, ρ

$$\rho = \frac{\bar{\lambda} - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2}$$

Donde:

·λ_p Esbeltez relativa del elemento

→ Esbeltez relativa del elemento comprimido, λ_p

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28{,}4 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Donde:

·b Ancho del elemento comprimido

·t Espesor del elemento comprimido

·k_σ Coeficiente de abolladura según distribución de tensiones en el ancho del elemento comprimido

Las operaciones necesarias para hallar el ancho eficaz se presentan resumidas en la siguiente tabla:

Ancho de la zona comprimida	b_c	1.160	mm
Esbeltez relativa del elemento	λ_p	13,48	
Factor de reducción	ρ	0,07	
Ancho eficaz de la parte comprimida	b_{ef}	85	mm
Ancho final a considerar	b	1.245	mm

En estas condiciones el módulo resistente elástico de la placa lateral baja de 89,7 a 25,8cm^3. La capacidad a momento que puede resistir la sección sin presentar problemas de abolladura en la cara comprimida es de 677kN·m, muy superior al momento generado por al excentricidad de la unión, con un valor de 152 kN·m, por lo que la chapa resiste las tensiones de compresión en su mitad inferior.

Comprobación a flexión de la chapa frontal

Debido al gran brazo de palanca existente, puede suponerse conservadoramente que la compresión está aplicada sobre la última fila de tornillos y que la tracción puede ser soportada por la fila superior. En estas circunstancias se obtiene un brazo de palanca de 2,2m para un par de fuerzas de 69kN. Considerando que la capacidad a tracción de un perno del 16 es de 113kN y que en la fila superior hay 3, no parece que sea necesario considerar más filas de tornillos.

Para la comprobación a flexión de la chapa frontal se propone utilizar el modelo de casquillo en T propuesto por el EC de uniones metálicas EN 1993-1-8: 2005.

Al componerse la chapa que acomete sólo de alma, las longitudes de anclaje efectivas para placa de testa tienen los patrones de rotura propios de filas de pernos interiores. Los parámetros necesarios, del material y geométricos son los siguientes:

Espesor de la chapa frontal	t_f	16	mm
Distancia de eje de perno a pared del alma	m	42,5	mm
Distancia a borde lateral de la placa	e	47,5	mm
Resistencia del acero de la chapa frontal	f_{yd}	261,9	MPa
Resistencia a tracción de un tornillo	$F_{t,Rd}$	113	kN
Número de pernos en la fila	n	1,5	uds

→Longitud eficaz para el modo 1, $l_{eff,1}$

$$l_{eff,1} = \min \begin{vmatrix} l_{eff,nc} \\ l_{eff,cp} \end{vmatrix}$$

Donde:

·$L_{eff,nc}$ Longitud eficaz de patrones de rotura no circulares

·$L_{eff,cp}$ Longitud eficaz de patrones de rotura circulares

→Longitud eficaz para el modo 2, $L_{eff,2}$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$$

Donde:

·$L_{eff,nc}$ Longitud eficaz de patrones de rotura no circulares

Patrón de rotura circular	$2\pi m$	267	mm
Patrón de rotura no circular	$4m+1{,}25e$	229	mm
Longitud eficaz para el modo 1	$l_{eff,1}$	229	mm
Longitud eficaz para el modo 2	$l_{eff,2}$	229	mm

Para calcular la resistencia de cálculo de los distintos modos de fallos es necesario determinar si se producen o no fuerzas de palanca, comparando la longitud entre puntos de agarre del perno con la longitud límite de la normativa. Como se utilizan pernos del 16, el diámetro de las piezas que intervienen es el siguiente:

·Espesor de la tuerca, a= 13mm

·Espesor de la cabeza, b= 10mm

·Espesor de la arandela, c=4mm

La longitud total considerada para el cálculo de la unión madera-acero fue de 15cm, por lo que sumándole el ancho de la placa de 16mm, medio espesor de tuerca, medio espesor de la cabeza y 2 arandelas, se obtiene una longitud L_b= 186mm.

→Longitud límite para desarrollo de fuerzas de palanca, L_b^*

$$L_b^* = \frac{8{,}8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b}{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^3}$$

Donde:

·A_s Área resistente del perno

·n_b número de filas del patrón considerado

·$\Sigma l_{eff,1}$ Suma de las longitudes efectivas para el modo 1

·t_f Espesor de la chapa de testa

Área resistente del perno	A_s	157	mm^2

Número de filas que intervienen en el cálculo	n_b	1	
Longitud de para fuerzas de palanca límite	L_b^*	113	mm
Longitud de agarre de los tornillos	L_b	186	mm
Desarrollo de fuerzas de palanca		No	

Pudiéndose ahora hallar las resistencias de cálculo para los distintos modos, considerando que no se desarrollan fuerzas de palanca las expresiones son las siguientes:

→Capacidad a tracción del casquillo en T por el modo 1, 2 y 3, $F_{T1,Rd}$, $F_{T2,Rd}$ y $F_{T3,Rd}$

$$F_{T1,Rd} = \frac{2 \cdot l_{eff1} \cdot M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{T2,Rd} = \frac{2 \cdot l_{eff2} \cdot M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

Donde:

·$M_{pl,Rd}$ Momento plástico resistente de la placa de testa

·m Distancia del eje del perno a la pared de la placa lateral

·$F_{t,Rd}$ Capacidad a tracción de un perno

La capacidad final quedará determinada por el mínimo de entre los 3 modos. En este caso ha resultado determinante el modo 3, con los siguientes valores:

Momento plástico de la chapa frontal	$M_{pl,Rd}$	17	kN·mm/mm
Resistencia de cálculo del modo 1	$F_{T,1,Rd}$	180,9	kN
Resistencia de cálculo del modo 2	$F_{T,2,Rd}$	175	kN
Resistencia de cálculo del modo 3	$F_{T,3,Rd}$	170	kN
Resistencia de cálculo final	$F_{T,Rd}$	170	kN

La capacidad a momento de 170kN cubre holgadamente los 69 kN exigidos.

Resistencia de las soldaduras

La unión entre la placa frontal y la chapa lateral embutida en la viga recíproca se propone realizarla con soldadura en ángulo, disponiendo dos cordones de soldadura simétricos.

Se propone utilizar una placa de 16mm para la placa de testa. El espesor de la chapa es el mínimo que permite calcular la unión madera-acero con las ecuaciones de chapas de gran espesor, y que es requerido para que la unión alcance la resistencia necesaria (el criterio es que la chapa sea del mismo espesor que el diámetro del perno). Se disponen 10mm para el chapa lateral embutida, como se vio en comprobaciones anteriores, esto ya supone una esbeltez lo suficientemente grande como para que apenas se pueda considerar la parte comprimida en el cálculo con ancho efectivo, por lo que no conviene reducirlo más.

Con estos espesores se obtienen los distintos espesores límite para las gargantas de los cordones de soldadura:

·a_{min}= 1mm + $t_{máx}$/4 > 4,5 → $a_{mín}$=5mm

· $a_{máx}=0,7t_{mín} \rightarrow a_{máx}=7mm$

Se toma un cordón de soldadura de 5mm.

La resistencia de la soldadura, obtenida mediante valores tabulados arroja una capacidad de 1,17kN/mm, considerando soldadura por ambos extremos de la placa se obtienen 4600mm de cordón total, lo que dota a la unión de la capacidad de resistir 5382kN, muy superior a los 945 kN de cortante actuante.

Además, y considerando la fila del último perno como centro de las compresiones y la mitad superior de la chapa lateral como la parte traccionada, se obtiene que el momento de 152kN·m puede ser resistido por un par de fuerzas de 90,5kN aplicado con un brazo de palanca de 1,68m. Esta tracción puede ser resistida sin problemas con la soldadura, a pesar de tener cortante concomitante.

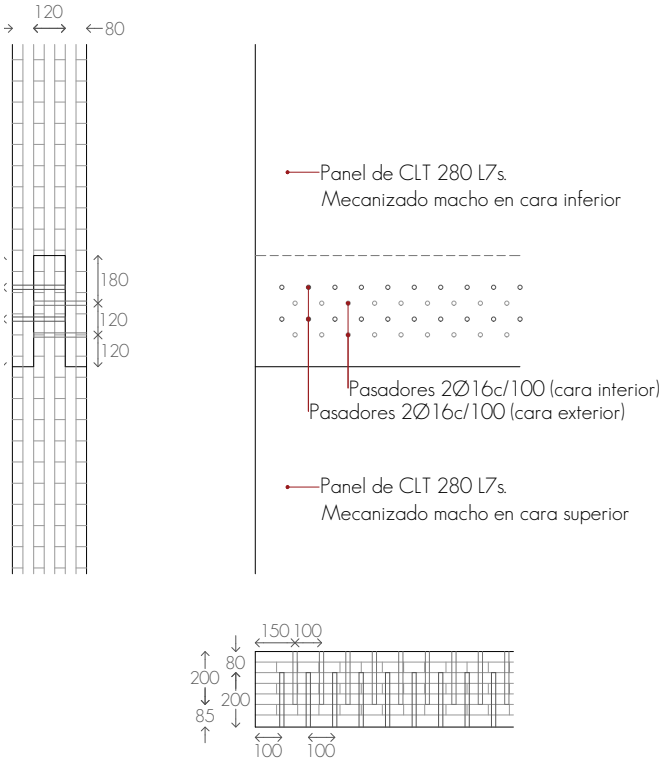
Comprobación en caso de incendio

El diseño de la unión se ha realizado garantizando el recubrimiento de las chapas de acero y de las clavijas dentro de la madera. Los taladros realizados para la disposición de pernos y pasadores deberán ser colmatados con posterioridad a la colocación con productos selladores ignífugos que puedan ofrecer, al menos, la misma protección frente al fuego que la propia madera.

7.9. Unión de muros de carga de CLT

Elemento escogido

Se escoge el muro del núcleo del eje 4, que transcurre desde el eje D hasta el eje J, ya que había sido comprobado anteriormente y tiene unos esfuerzos representativos. Como la unión se produce a nivel de planta primera (ya que el de planta baja conecta con el muro de sótano de hormigón) se vuelven a calcular manualmente los esfuerzos de axil y momento a dicho nivel.



Img. 70. Unión de muros de carga de madera contralaminada.

Esfuerzos

Recalculando las solicitaciones a nivel de planta primera de manera similar al procedimiento seguido en el apartado 5.3 de muros de carga de madera contralaminada se obtienen las siguientes cargas:

N_d=6.583 kN

V_d=2.013 kN

M_d=20.088 kN

Nótese que aunque la carga de viento introducida a nivel de planta primera no genera momentos en la unión a este nivel, si que genera cortantes.

Suponiendo una distribución de tensiones lineal al o largo del muro arrojan los siguientes valores de solicitaciones:

→Tensión de axil máxima y mínima por concomitancia de momento, $\sigma_{0,d}$

$$\sigma_{0,d} = \frac{N_d}{L} \pm \frac{6 \cdot M_d}{L^2}$$

Donde:

·N_d Axil actuante

·L Longitud del muro

·M_d Momento actuante en el plano del muro

Incremento de axil máximo por existencia de momento		581	kN/m
Compresión máxima	N_d^+	1038	kN/m
Tracción máxima	N_d^-	-124	kN/m

Puede observarse que los momentos se reducen significativamente al alejarse de la base, provocando que las tensiones de tracción que aparecen sean mucho menos significativas.

Por otra parte, si se supone una distribución de los cortantes a lo largo de la longitud completa del muro, se obtiene que deben resistirse 140kN/m.

Comprobación geométrica de la unión

Distancias en madera		Mínimo	Propuesto	
Paralelo a la fibra	a_1	71	78	mm
Perpendicular a la fibra	a_2	48	78	mm
Testa cargada	$a_{3,t}$	112	120	mm
Testa no cargada	$a_{3,c}$	112	-	mm
Borde cargado	$a_{4,t}$	61	100	mm
Borde no cargado	$a_{4,c}$	48	100	mm

Propiedades del material

Los parámetros necesarios para la comprobación han sido hallados según las siguientes expresiones:

→Momento plástico característico de pasadores de sección circular, $M_{y,Rk}$

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Donde:

·$f_{u,k}$ Resistencia característica a tracción del pasador

·d Diámetro del perno

→Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra, $f_{h,0,k}$

$$f_{h,0,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

Donde:

· ρ_k Densidad característica de la madera

·d Diámetro del perno

→Resistencia característica al aplastamiento de pasadores, $f_{h,\alpha,k}$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

Donde:

·$f_{h,0,k}$ Resistencia a aplastamiento en dirección de la fibra

·k_{90}=1,35+0,015·d para madera de coníferas

·α ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra

Resistencia a a aplastamiento de la madera con pernos			
Densidad característica de la madera	ρ_k	385,00	kg/m^3
Diámetro del perno o diámetro eficaz del tirafondo	d	16	mm
Resistencia a aplastamiento en dirección paralela a la fibra	$f_{h,0,k}$	26,52	MPa
Factor de clase de madera	k_{90}	1,59	
Ángulo entre fibra y dirección de la carga	α	1,57	Rad
Resistencia característica al aplastamiento	$f_{h,\alpha,k}$	16,68	MPa
Momento plástico del perno			
Calidad del perno		10.9	
Resistencia última a flexión del perno	$f_{u,k}$	1.000	MPa
Momento plástico del perno	$M_{y,rk}$	405.353	N·mm

Comprobación de tracciones y cortantes en el muro

Se trata de una unión tipo clavija madera-madera con pasadores metálicos y un plano de cortadura. Al no tener los pasadores cabeza, no puede considerarse el efecto soga.

Al tratarse el CLT de un elemento compuesto por superposición de capas de madera con la fibra contrapeada, no es posible estimar mediante las expresiones de la normativa la capacidad a aplastamiento real de las piezas de madera, pues esta depende del espesor de las piezas y de la dirección de la aplicación de la carga respecto a la de la fibra. De modo conservador, se va a suponer que todas las piezas están orientadas en todo su espesor de la peor manera posible respecto a la aplicación de la carga (es decir, a 90º).

Para esta unión y tras comprobar la viabilidad geométrica de la unión se opta por utilizar pasadores del diámetro Ø 12.

→Capacidad de carga por plano de corte y por elemento de fijación según ecuaciones de Johansen en uniones madera-madera con cortadura simple, $F_{v,Rk}$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right) \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ 1{,}05 \cdot \dfrac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \dfrac{4{,}5 \cdot \beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\dfrac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

Donde:

·$f_{h,i,k}$ Resistencia característica al aplastamiento de la pieza i

·t_i Espesor de la pieza o profundidad de penetración en al pieza del pasador

· $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

· d Diámetro del elemento de fijación

· $M_{y,Rk}$ Momento plástico característico

Y en donde las ecuaciones se corresponden de arriba a abajo con los siguientes modos de fallo:

· Aplastamiento de la pieza 1

· Aplastamiento de la pieza 2

· Aplastamiento simultáneo de ambas piezas

· Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 1

· Aplastamiento de la madera y plastificación de clavija en la pieza 2

· Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos

Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 1	$f_{h,1,k}$	17	N
Resistencia a aplastamiento de la madera tipo 2	$f_{h,2,k}$	17	N
Relación de resistencias a aplastamiento de maderas	β	1,00	
Espesor de las piezas tipo 1	t_1	120	mm
Espesor de las piezas tipo 2	t_2	80	mm

Aplastamiento de las piezas izquierda		32.023	N
Aplastamiento de la pieza derecha		10.674	N
Aplastamiento simultáneo de ambas piezas		11.429	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la izquierda		14.511	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija a la derecha		12.081	N
Aplastamiento de madera y plastificación de clavija en 3 puntos		16.915	N
Capacidad de una clavija	$F_{v,Rk}$	10.674	N

Puede observarse que el modo de fallo crítico es el aplastamiento de la pieza de madera exterior de 80mm. Debe considerarse una reducción de la resistencia por la alineación de varias clavijas debilitando una sección determinada:

→Número eficaz de pernos alineados con la carga y la fibra, n_{ef}

$$n_{ef} = \min \left| n^{0,9} \; ; \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}^{n} \right.$$

Donde:

· n Número de pernos alineados

· a_1 Separación en la dirección de la fibra

· d Diámetro del perno

Número de clavijas alineadas	n	10	
Separación entre pernos en la dirección de la fibra	a_1	100	mm

Número eficaz en pasadores	n_{ef}	6,6

Multiplicando por ahora por el número de filas con un numero eficaz de pasadores y por el número de planos de corte se obtiene la resistencia a corte final de la unión:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ	1,30	
Nº de filas de unión		4,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	217.239	N

Resistencia superior a los 124 kN exigibles y a los 140 kN.

Haciendo una composición vectorial de los esfuerzos de tracción y de cortante se obtiene que la unión puede alcanzar un esfuerzo combinado de 187kN/m para una dirección resultante entre la vertical (tracciones) y la horizontal (cortantes). Puede observarse que la combinación de ambos esfuerzos es igualmente resistida por la unión.

Comprobación de compresión

En el apartado de cálculo del muro de carga de madera contralaminada se demostró que el muro era capaz de soportar tensiones de compresión mayores a las alcanzadas en al zona comprimida, por lo que la comprobación se da por válida, ya que todo el ancho de la sección está disponible para transmitir dicho esfuerzo en la unión.

Comprobación en caso de incendio

En caso de incendio se obtienen unos esfuerzos reducidos derivados de utilizar combinaciones de tipo accidental. Los esfuerzos presentados a continuación se han hallado de manera similar a lo expuesto en el apartado de incendio del apartado vigas pared de madera contralaminada, pero para la planta 1.

N_d=3762 kN

V_d=839 kN

M_d= 12.215 kN

Suponiendo una distribución de tensiones lineal en la unión y recurriendo a expresiones similares a las utilizadas en situación normal, se obtienen las siguientes solicitaciones por metro:

Incremento de axil máximo por existencia de momento		353	kN/m
Compresión máxima	N_d^+	614	kN/m
Tracción máxima	N_d^-	-92	kN/m

Por otra parte, el cortante por metro en situación de incendio, para un largo de muro de 14,4m es de 58kN.

La estrategia frente a incendios de la unión radica por un lado en la propuesta de sectorización y por otro en el diseño en dos planos de corte alternos.

Mediante la estrategia de sectorización se garantiza que no puedan estar sometidas a la acción del fuego la cara interior y la exterior de los muros del núcleo simultáneamente. Por otra parte, al dividirse los pasadores necesarios para resistir las solicitaciones en situación persistente o transitoria de tal manera que cada mitad quede expuesta sólo en una de las dos caras del muro se consigue que en situación de incendio se disponga al menos de la mitad de la capacidad de la unión (al quedar inutilizada la mitad expuesta).

La mitad de la capacidad de la unión suele ser suficiente, ya que en situación extraordinaria las solicitaciones

suelen ser del orden de la mitad respecto a la situación persistente o transitoria.

La capacidad de la unión en situación de incendio, repitiendo los cálculos anteriores para 2 filas de pasadores es la siguiente:

Nº de planos de corte		1,00	
Coeficiente de seguridad de la unión	γ_{fi}	1,30	
Nº de filas de unión		2,00	
Resistencia de la unión	$F_{V,rk}$	108.619	N

Haciendo una composición vectorial de los esfuerzos de tracción y de cortante se obtiene que la unión puede alcanzar un esfuerzo combinado de 108kN/m para una dirección intermedia entre la vertical (tracciones) y la horizontal (cortantes). Puede observarse que la combinación de ambos esfuerzos es igualmente resistida por la unión.

BIBLIOGRAFÍA Y RECURSOS

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2014. *Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Clases de uso: definiciones, aplicación a la madera maciza y a los productos derivados de la madera (UNE-EN 335).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 1995. *Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Durabilidad natural de la madera maciza. Guía de especificaciones de durabilidad natural de la madera para su utilización según las clases de riesgo (UNE-EN 460).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2017. *Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Ensayos y clasificación de la resistencia a los agentes biológicos de la madera y de los productos derivados de la madera (UNE-EN 350).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2008. *Durabilidad de la madera y de los productos derivados de la madera. Madera maciza tratada con productos protectores. Parte 1: Clasificación de las penetraciones y retenciones de los productos protectores. (UNE-EN 351-1).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2016. *Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones (UNE-EN 1995-1-1).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2016. *Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para la edificación (UNE-EN 1995-1-1).* España.

·Asociación Española de Normalización y Certificación. 2016. *Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Proyecto de estructuras sometidas al fuego (UNE-EN 1995-1-2).* España.

·Bareš, Richard. 1970. *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared.* Barcelona: Gustavo Gili.

·CYPE Ingenieros, S.A. Generador de precios. www.generadordeprecios.info. Consultado: Abril 2019.

·Hamm, Patricia; Richter, Antje. 2009. *Bemessungs- und konstruktionsregeln zum schwingungsnachweis von holzdecken.* Alemania.

·García, Álvaro; Morán, Francisco; Arroyo, Juan Carlos. 2010. Jiménez Montoya. Hormigón armado. España: Gustavo Gili.

·Ministerio de Economía y Competitividad; Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC); Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción; Asociación Sostenibilidad y Arquitectura (ASA); Oficina Española de Cambio Climático (OECC). 2013. *OpenDAP: Base de datos de carácter ambiental para productos de la construcción.* www.opendap.es. Consultado: Mayo de 2019.

·Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de protección frente al ruido (CTE DB HR).* España.

· Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad en caso de incendio (CTE DB SI).* España.

·Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural (CTE DB SE).* España.

·Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Acciones en la edificación (CTE DB SE-AE).* España.

·Ministerio de Fomento. 2008. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Acero (CTE DB SE-A).* España.

·Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Cimientos (CTE DB SE-C).* España.

·Ministerio de Fomento. 2009. *Código Técnico de la Edificación. Documento básico de seguridad estructural. Madera (CTE DB SE-M).* España.

·Ministerio de Fomento. 2011. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).* España.

·Ministerio de Fomento. 2011. *Instrucción de Acero Estructural (EAE).* España.

·Consejo Superior de Arquitectos y Aitim. 2011. *Tableros contralaminados.* España.

·Popovic Larsen, Olga. 2008. *Recriprocal frame architecture.* Reino Unido.

·Ruuska, Antti. 2014. *Carbon footprint for building products. ECO_2 data for materials and products with the focus on wooden building products.* Finlandia: VTT Technology.

·StoraEnso Wood Products. 2010. *CLT-Madera contralaminada.* España.

·Wallner-Novak, Markus; Koppelhuber, Josef y Pock, Kurt. 2014. *Cross-Laminated Timber Structural Design. Basic design and engineering principles according to Eurocode.* Austria: proHolz.

REFERENCIA DE IMÁGENES

Img. 1. Plano de situación. Ciudad de la Coruña 4

Img. 2. Plano de emplazamiento y urbanización de la parcela. 6

Img. 3. Plaza de acceso. Fotografía de la urbanización y del alzado sur. 6

Img. 4. Vista interior del espacio dedicado a museo. 7

Img. 5. Planos de proyecto básico. De izquierda a derecha y de arriba abajo, plantas sótano, baja, primera y segunda; secciones A y B; plantas tercera, cuarta, quinta y sexta; secciones C y D; alzados sur, este, norte y oeste. 10

Img. 6. Vista del interior sobre el salón de actos en la planta 3ª. 10

Img. 7. Esquemas de sectores, superficies de recintos y requerimientos de resistencia al fuego de los paramentos por sectorización. 15

Img. 8. Fotografías de obra de vigas en celosías de cubierta. 19

Img. 9. Fotografías de obra de soportes empresillados. 19

Img. 10. Evolución de la profundidad de carbonización a lo lago del tiempo de exposición en elementos protegidos de madera según el Eurocódigo. 53

Img. 11. Localización de forjado escogido para comprobación manual, en la planta 3ª. 59

Img. 12. Sección de placa nervada PN2 tipo. 61

Img. 13. Diagramas de tensiones normales y tangenciales para módulo de placa nervada 66

Img. 14. Introducción de placas nervadas de CLT y GLH24, en planta 3ª. Vista de las condiciones de contorno y de las excentricidades. 73

Img. 15. Índices de aprovechamiento de vigas de las placas nervadas, en la planta 3ª. 74

Img. 16. Localización de la viga pared escogida para calcular manualmente, en el eje J. 76

Img. 17. Sección de viga pared de CLT 79

Img. 18. Modelo de elementos finitos para la viga pared y barras auxiliares de transición entre soportes y panel de viga pared, en el eje J. 87

Img. 19. Mapa de tensiones en MPa en dirección horizontal y corte por viga pared, en el eje J para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SUa+1,5SUc+0,75N). 88

Img. 20. Localización del muro de nucleo de CLT escogido para calcular manualmente, en el eje 4. 89

Img. 21. Sección de muro de carga de CLT 96

Img. 22. Modelo de elementos finitos para el muro de carga, en el eje 4. 111

Img. 23. Mapa de tensiones en MPa en dirección vertical, en el eje D para la combinación 205 (1,35PP+1,35CP+1,50SUa+1,50SUc+0,75N+0,9Vy). 112

Img. 24. Soporte escogido para cálculo manual, en el eje G. 113

Img. 25. Sección de soporte de madera microlaminada 117

Img. 26. Modelo de barras para soportes con consideración de articulación en extremos y alturas sin arriostrar para el eje fuerte modeladas como barras independientes. 125

Img. 27. Índice de aprovechamiento para soportes de fachada. 126

Img. 28. Correa de fachada escogida para el cálculo manual, en la primera planta del eje 17. 127

Img. 29. Sección de correa de fachada 130

Img. 30. Modelo de correas y condiciones de apoyo introducidas. 137

Img. 31. Tramo de cubierta recíproca escogido para el cálculo manual. 144

Img. 32. Sección de viga recíproca de cubierta y tablero de CLT superior. 147

Img. 33. Diagrama de cortantes en kN de las vigas recíprocas de cubierta. 154

Img. 34. Diagramas de momentos en kN·m para cubierta recíproca para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SUg+0,75N) 155

Img. 35. Deformaciones en mm de la cubierta recíproca para la combinación 300 (1,6PP+1,6CP+1,18SUa+1,36SUc) 155

Img. 36. Localización del muro de nucleo de hormigón armado escogido para calcular manualmente, en el eje 4. 156

Img. 37. Sección de muro de hormigón armado. 161

Img. 38. Mapa de compresiones en vertical para el muro del núcleo en el eje 4, en kN/m, para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SU). 165

Img. 39. Localización del muro de núcleo de hormigón armado escogido para calcular manualmente, en el eje 4. 166

Img. 40. Geometría y armado final de la zapata escogida para el cálculo manual. 173

Img. 41. Sección de muro de hormigón armado. 182

Img. 42. Mapa de tracciones compuestas en dirección horizontal, en kN/m, para el muro de sótano del eje 17 calculadas por Wood & Armer, para la combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SU). 186

Img. 43. Localización de los paños escogidos pra el cálculo manual, en la planta baja. 187

Img. 44. Esquema de las bandas empleadas en el método de armado simplicado. 189

Img. 45. Diagramas de momentos para bandas en x. 189

Img. 46. Diagramas de momentos en y. 190

Img. 47. Diagrama de cortantes. 190

Img. 48. Geometría de losa maciza y armado 192

Img. 49. Esquema de perímetros de punzonamiento y armado. 196

Img. 50. Mapa de momentos para la dirección Norte-Sur para la losa de planta baja. Combinación 201 (1,35PP+1,35CP+1,5SUc+0,75N). 200

Img. 51. Deformaciones instantáneas para losa de hormigón de planta baja y combinación 601 (PP+CP+SUc) 201

Img. 52. Localización del soporte D15 escogido para el cálculo manual, de la planta sótano a la planta baja. 202

Img. 53. Sección de soporte de sótano D5. 205

Img. 54. Zapata aislada escogida para el cálculo, localización en plano de cimentación. 208

Img. 55. Geometría y armado de zapata aislada tipo Z2. 212

Img. 56. Vista de la deformación del eje 17 en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy) 224

Img. 57. Vista de la deformación del eje Q en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx) 225

Img. 58. Vista de la deformación del eje J en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx) 226

Img. 59. Vista de deformación del eje D en mm, para la combinación 561 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vx) 227
Img. 60. Vista de deformación del eje D en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy). 228
Img. 61. Vista de deformación del eje 9 en mm, para la combinación 563 (1,6PP+1,6CP+0,952SU+0,5N+1Vy). 229
Img. 62. Detalle de unión de placa nervada con viga pared o con muro. 230
Img. 63. Detalle de empalme por testa y canto en viga pared 237
Img. 64. Detalle de unión de soporte en base. 247
Img. 65. Unión de correas de fachada con pilares de madera microlaminada 253
Img. 66. Unión de diagonales de fachada con pilares de madera microlaminada 257
Img. 67. Unión de viga pared de CLT con pilar de madera microlaminada. 263
Img. 68. Unión de viga recíproca de madera con pilar de LVL 268
Img. 69. Unión entre vigas recíprocas de madera microlaminada de cubierta 281
Img. 70. Unión de muros de carga de madera contralaminada. 300