



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

TRABAJO FINAL DE GRADO:

**EVALUACIÓN Y CONSOLIDACIÓN
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ANTE SU
FUTURO CAMBIO DE USO A VIVIENDA.**

Alumno: Francisco Javier Marzo Ferrer

Tutor: Ana Isabel Almerich Chulia

Dpto: Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructura

Curso académico: 2017/2018

INDICE

RESUMEN.....	2
RESUM.	3
ABSTRACT.	4
CAPÍTULO 01. INTRODUCCIÓN.....	5
01.01. OBJETO DEL TRABAJO FIN DE GRADO.....	6
01.02. METODOLOGÍA DE TRABAJO	6
01.03. ESTRUCTURA DEL TRABAJO	7
CAPÍTULO 02. INFORMACIÓN GENERAL. EMPLAZAMIENTO Y PERÍODO ARQUITECTÓNICO.....	8
02.01. EL ENSANCHE DE VALENCIA 1874-1879:.....	9
02.02. ECLECTICISMO PLENO Y COSMOPOLITISMO FIN DE SIGLO (1889-1092):	11
CAPÍTULO 03. EL CONJUNTO EDIFICADO.....	12
03.01. ALZADOS	13
03.02. PLANTAS.....	15
03.03. SECCIÓN.....	18
03.04. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	19
03.04.01. CIMENTACIÓN	19
03.04.02. FORJADOS.....	20
03.04.03. MUROS DE CARGA Y SOPORTES	25
03.04.04. CUBIERTAS.....	28
03.05. PROPUESTA DE PLANTA TRAS EL CAMBIO DE USO CUMPLIMIENTO DE LA DC-09.....	29

CAPÍTULO 04. MODELIZACIÓN DEL EDIFICIO.....	31
CAPÍTULO 05. ESTIMACIÓN DE CARGAS.....	33
05.01. ACCIONES PERMANENTES – (Q) – HIP01	33
05.02. ACCIONES VARIABLES – (G)	35
05.03. COMBINACIÓN DE CARGAS.....	38
CAPÍTULO 06. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	41
06.01. ESTADO ACTUAL.....	42
06.01.01. FORJADO ENTRE PB Y P1	42
06.01.02. SOPORTES	54
06.01.03. MUROS	58
06.02. ESTADO FINAL	63
06.02.02. SOPORTES	64
06.02.03. MUROS	65
CAPÍTULO 07. CONCLUSIONES.....	66
CAPÍTULO 08. BIBLIOGRAFÍA.....	68
08.01. BIBLIOGRAFÍA	68
08.02. ILUSTRACIONES.....	70

RESUMEN.

El presente Trabajo Fin de Grado (TFG) ha tenido como objetivo analizar el comportamiento estructural de un edificio contemporáneo de finales del S.XX. Se han tenido en cuenta solamente las cargas gravitatorias actuantes descartando, las fuerzas horizontales de sismo, por comprobarse que no son necesarias, y de viento debido a que es un edificio entre medianeras, dentro de un entorno urbano.

Se propone, por lo tanto, establecer criterios de intervención para mejorar su comportamiento y, sobre todo, para salvaguardar el patrimonio arquitectónico de Valencia, puesto que, pese a que el edificio que nos ocupa carece de valor artístico, forma parte de la trama histórica de la ciudad y es el reflejo de la tipología constructiva contemporánea del siglo XIX y principios del S.XX, que son signos de identidad sociales.

El trabajo se inicia con un repaso de los distintos elementos estructurales y constructivos, su composición y comportamiento, descripción del edificio objeto de estudio y su análisis estructural, resultados y conclusiones.

El estudio sobre el edificio ubicado en el paseo de la Petxina nº11 de Valencia se ha realizado a partir de un Modelo de Elementos Finitos (macroelementos) resultante de la información geométrica obtenida del estado actual.

Los resultados demuestran que la respuesta de la estructura ante las cargas gravitatorias es, en general, **no satisfactoria**.

Finalmente, este estudio ha servido para comprender que a partir de datos geométricos, se puede concebir una idea de cuál es la respuesta estructural frente las cargas gravitatorias más comunes, de los distintos elementos que componen el grueso del parque construido de la ciudad, pudiendo así decidir si es necesario un análisis más exhaustivo que concluya en una futura intervención de elementos concretos o del conjunto en su totalidad.

PALABRAS CLAVE: Evaluación estructural; Cambio de uso; Vivienda; Elementos finitos.

RESUM.

El present Treball Fi de Grau (TFG) ha tingut com a objectiu analitzar el comportament estructural d'un edifici contemporani de finals del S.XX. S'han tingut en compte només les càrregues gravitatòries actuant descartant, les forces horitzontals de sisme, per comprovar-se que no són necessàries, i de vent causa que és un edifici entre mitgeres, dins d'un entorn urbà.

Es proposa, per tant, establir criteris d'intervenció per millorar el seu comportament i, sobretot, per salvaguardar el patrimoni arquitectònic de València, ja que, tot i que l'edifici que ens ocupa no té valor artístic, forma part de la trama històrica de la ciutat i és el reflex de la tipologia constructiva històrica que són signes d'identitat socials.

El treball s'inicia amb un repàs dels diferents elements estructurals i constructius, la seva composició i comportament, descripció de l'edifici objecte d'estudi i la seva anàlisi estructural, resultats i conclusions.

L'estudi sobre l'edifici ubicat al passeig de la Petxina nº11 de València s'ha realitzat a partir d'un Model d'Elements Finitos (macroelements) resultant de la informació geomètrica obtinguda de l'estat actual.

Els resultats demostren que la resposta de l'estructura davant les càrregues gravitatòries és, en general, **no satisfactòria**.

Finalment, aquest estudi ha servit per comprendre que a partir de dades geomètriques, es pot concebre una idea de quina és la resposta estructural davant les càrregues gravitatòries més comuns, dels diferents elements que componen el gruix d'edificis històrics de la ciutat, podent així decidir si cal una anàlisi més exhaustiu que conclouï en una futura intervenció d'elements concrets o del conjunt en la seva totalitat.

PARAULES CLAU: Avaluació estructural; Canvi d'ús; Vivenda; Elements finits.

ABSTRACT.

The present End of Degree Project (TFG) has aimed to analyze the structural behavior of a contemporary building from the late 20th century. Only the gravitational loads discarding were taken into account, the horizontal forces of earthquake, to be proved that they are not necessary, and wind because it is a building between medians, within an urban environment.

It is proposed, therefore, to establish intervention criteria to improve its behavior and, above all, to safeguard the architectural heritage of Valencia, since, although the building that occupies us lacks artistic value, it is part of the historical plot of the city and is the reflection of the historical constructive typology that are signs of social identity.

The work begins with a review of the different structural and constructive elements, their composition and behavior, description of the building object of study and its structural analysis, results and conclusions.

The study on the building located on Paseo de la Petxina nº11 in Valencia has been made from a Finite Element Model (macroelements) resulting from the geometric information obtained from the current state.

The results show that the response of the structure to gravitational loads is, in general, **unsatisfactory**.

Finally, this study has served to understand that from geometric data, you can conceive an idea of what is the structural response to the most common gravitational loads, the different elements that make up the bulk of historic buildings in the city, thus being able to decide if a more exhaustive analysis is necessary that concludes in a future intervention of concrete elements or of the whole as a whole.

KEYWORDDS: Structural evaluation; Change of use; Housing; Finite elements.

CAPÍTULO 01. INTRODUCCIÓN.

El análisis estructural de los edificios históricos no se trata únicamente de la toma de datos requeridos, según el método y programa de cálculo a emplear para alcanzar un modelo y su posterior diagnóstico, sino que requiere del conocimiento del edificio en sí y de su entorno directo. La obtención de los datos relevantes, en relación con su evolución constructiva, y los procesos patológicos activos, serán herramientas fundamentales para la interpretación de los resultados con la intención de emprender un Proyecto de manera rigurosa.

Proteger el patrimonio arquitectónico no debe limitarse a reparar los estragos del paso del tiempo, sino que debe garantizar su funcionalidad futura y su durabilidad en el tiempo, respetando su carácter histórico.

Por ello, se debe reflexionar con carácter exhaustivo sobre la capacidad y diseño de las intervenciones, de forma que estas sean óptimas y sean capaces afrontar acciones agresivas futuras. Y es que *"La memoria es una parte intrínseca de la arquitectura, porque sin saber dónde hemos estado, no tenemos ni idea de hacia dónde vamos"* (Libeskind, 2015).

Tomando como base teórica-conceptual varios textos y trabajos sobre el comportamiento y análisis de obras de fábrica, que se van enumerando en el desarrollo de este trabajo, se plantea un modelo de cálculo que permite estudiar el equilibrio estático del conjunto frente a las acciones gravitatorias.

Los valores obtenidos de tensiones, deformadas y modelos de daño permiten determinar el grado de seguridad de la estructura, y pueden tomarse como paso previo a un estudio más detallado para derivar en diferentes líneas de intervención.

01.01. OBJETO DEL TRABAJO FIN DE GRADO.

El presente trabajo final de grado se plantea por la necesidad propia como alumno y futuro profesional de desarrollar un estudio más profundo sobre un caso real de diagnóstico estructural.

El principal objetivo es evaluar el comportamiento estructural de la edificación y su respuesta ante el nuevo uso al que se le va a destinar. La evaluación del estado inicial y final se realiza, mediante el programa Architrave® (Perez-García, Alonso Durá, Gómez-Martínez, Alonso Avalos, & Lozano Lloret, 2015); este programa es una aplicación informática orientada al diseño y análisis de estructuras, principalmente de edificación.

La elección de desarrollar este estudio sobre esta tipología edificatoria está motivada principalmente por la búsqueda de conocimiento en el campo de los estudios previos a un Proyecto de Restauración Arquitectónica y los conocimientos específicos relacionados con el comportamiento estructural.

Durante la práctica profesional se suceden constantemente situaciones en las que se hacen necesarios dichos estudios e intervenciones estructurales. En este sentido Valencia es una ciudad idónea para que se sucedan estas causas, bien por las necesidades de los usuarios de los inmuebles o bien por la edad del parque edificado, en el cual es común que, debido a la falta de mantenimiento, su estado y estabilidad se vean comprometidos.

Para alcanzar este objetivo se realiza un modelo estructural tridimensional del edificio, siendo éste el objeto de estudio. En el modelo se engloban los elementos resistentes que poseen

propiedades de índole topológica (situación), geométrica (medidas) y mecánica (peso, resistencia y deformabilidad); tales como: muros, fachadas, cubiertas, soportes y forjados. Partiendo del modelo estructural se evaluará su comportamiento frente a cargas gravitatorias.

01.02. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Se ha estructurado el trabajo en tres fases de trabajo.

En primer lugar, se desarrolla de un marco teórico – conceptual como guía de realización del esquema lógico – organizativo, enfocado en el objetivo principal planteado.

Las técnicas utilizadas para la toma de datos y desarrollo del modelo, persiguen el interés específico de alcanzar el conocimiento de los valores intrínsecos en las formas preexistentes de la edificación, además de conocer la situación de partida y poder organizar una metodología efectiva de trabajo basada en:

- Objetivo principal.
- Información y recursos disponibles.
- Medios a utilizar.
- Tiempo.

En segundo lugar se genera un modelo tridimensional de cálculo mediante la plataforma AutoCAD 3D utilizando la aplicación de "Architrave Diseño". De ese modo se aprovechan los conocimientos de AutoCAD y se aplican al diseño estructural. Posteriormente se utiliza como herramienta de trabajo el programa ARCHITRAVE (Perez-García, Alonso Durá, Gómez-Martínez, Alonso Avalos, & Lozano Lloret, 2015). Dentro de esta interfaz los modelos son calculados y analizados.

Finalmente se analizan los resultados, se generan conclusiones y propuestas.

Programas informáticos empleados para el desarrollo del presente trabajo como herramientas de cálculo:

ARCHITRAVE.

Programa de Análisis estructural No-lineal por elementos finitos. Este programa es el resultado de los trabajos de investigación realizados en la Universidad Politécnica de Valencia por investigadores del grupo CiD, del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, y del área de Grid y Computación de Altas Prestaciones (GR y CAP) del Instituto de Instrumentación para Imagen Molecular. (Perez-García, Alonso Durá, Gómez-Martínez, Alonso Avalos, & Lozano Lloret, 2015)

01.03. ESTRUCTURA DEL TRABAJO

El trabajo se estructura de la siguiente manera:

- A. MARCO TEÓRICO:
 - Capítulo 1. Introducción.
 - Capítulo 2. Información general. Emplazamiento y período arquitectónico.

- B. MARCO DESCRIPTIVO:
 - Capítulo 3. El conjunto edificado.

- C. MARCO CONCEPTUAL:
 - Capítulo 4. Modelización del edificio.
 - Capítulo 5. Estimación de cargas.
 - Capítulo 6. Análisis de resultados.
 - Capítulo 7. Conclusiones del trabajo.

CAPÍTULO 02. INFORMACIÓN GENERAL. EMPLAZAMIENTO Y PERÍODO ARQUITECTÓNICO.



Ilustración 1. Plano topográfico de la ciudad de Valencia – 1861.
(Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985)

El conjunto objeto del presente trabajo se encuentra ubicado en el distrito nº3 – Extramurs, de la ciudad de Valencia. Precisamente la denominación de dicho distrito no es casual y es que hasta el año 1865, la ciudad de Valencia se encontraba cercada por las murallas cristianas.

El inicio de la ciudad burguesa durante el periodo de los ochocientos marca la adaptación de la peculiar estructura de la ciudad a los requerimientos funcionales y simbólicos de los

nuevos movimientos sociales burgueses, además de ser el momento histórico en el que se concretan los instrumentos ideológicos, metodológicos y legislativos que van a permitir considerarla como “un espacio nuevo, sano y decoroso”. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985).

Este periodo está marcado por tres claras etapas:

- La llegada a la ciudad de las tropas francesas. En la que, pese a la pérdida sensible de patrimonio de la ciudad, se generan nuevos espacios interiores tales como plazas y jardines, los cuales esponjan la trama urbana.
- La desamortización de Mendizabal, la cual permite crear y reubicar funciones urbanas, tales como la primera estación del ferrocarril, la construcción de la plaza de toros y el traslado del Ayuntamiento. A pesar de esta serie de reformas interiores la población de Valencia, la cual se censa durante ese periodo en el entorno a cien mil habitantes, vive en condiciones francamente insalubres por la constricción que generan las murallas de la ciudad, que sumado a la crisis del sector textil, generan una necesidad de extender la ciudad.
- Años 1858 – 1868. Se inicia una tercera etapa y se produce la clave del desarrollo espacial y formal de la ciudad tal y como la entendemos hoy en día, con la demolición de las murallas del trazado cristiano y con la promulgación de la 1ª ley del Ensanche.



Ilustración 2. Inicio del derribo de las murallas de Valencia. (Wikipedia, 2018)



Ilustración 3. Plano topográfico de la ciudad de Valencia – 1861. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdígón, & Taberner, 1985)

02.01. EL ENSANCHE DE VALENCIA 1874-1879:

Aunque al comienzo de la década de 1870, se formulaban proyectos de barrios nuevos, no será hasta el periodo de la Restauración cuando, se inicie la construcción del ensanche exterior.

El hundimiento de las clases sociales valencianas de crédito, permitió que el capital económico se invirtiese en dos sectores los cuales permitían altos dividendos a corto plazo. Estos eran la agricultura y el sector inmobiliario.

El inicio del ensanche se gesta en el año 1857 cuando se decide “dar un empujón” a la reforma integral de la ciudad. En ese momento el censo era de 88.057 habitantes en el interior del recinto amurallado de 157'80 hectáreas. Esto suponía una densidad de 558 hab/ha, lo que significa 18'00 m² por habitante, cuando lo generalmente recomendado eran 40 m². Con la intención de llevar a cabo las mejoras necesarias, se inicia la solicitud de derribo de las murallas y se determina iniciar el ensanche exterior mediante la redacción de un primer proyecto. El equipo redactor estaba integrado por el concejal y arquitecto Sebastián Monleón y los también arquitectos municipales Antonio Sancho y Timoteo Calvo, además del historiador y cronista de la ciudad Vicente Boix y el concejal y medico higienista Manuel Encinas. (Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia, 1984)

Será de este plan de donde nazcan las primeras alineaciones viarias que circundan la ciudad histórica, tal y como se puede apreciar en el plano topográfico de la ciudad de Valencia de 1861 (Ilustración 3).

Sin embargo, el ensanche de la ciudad no se llevará a cabo hasta la aprobación definitiva en 1887 del plan redactado por José Calvo, Joaquín M.º Arnau y Luis Ferreres.

En cualquier caso, el conjunto de estudio pertenece al área afectada por ambos planes. Éste se encuentra ubicado en una manzana al oeste del plano topográfico (Ilustración 3-5), en su límite con el cauce del río Turia. Respecto al conjunto de manzana es de destacar que su morfología responde perfectamente al planeamiento propuesto en 1858. El motivo principal puede entenderse gracias a la condición especial de la misma, ya que se encuentra en la marginal del antiguo cauce del río Turia y en ella se engloba el Jardín Botánico de la Universidad de Valencia, desde que trasladó su ubicación a "l'Hort de Tramoieres" fuera de las murallas de la ciudad, ubicación que este mantiene desde el año 1802. (Universitat de València, 2018)



Ilustración 4. Parcelario catastral actual. (Sede electrónica del Catastro, 2017)

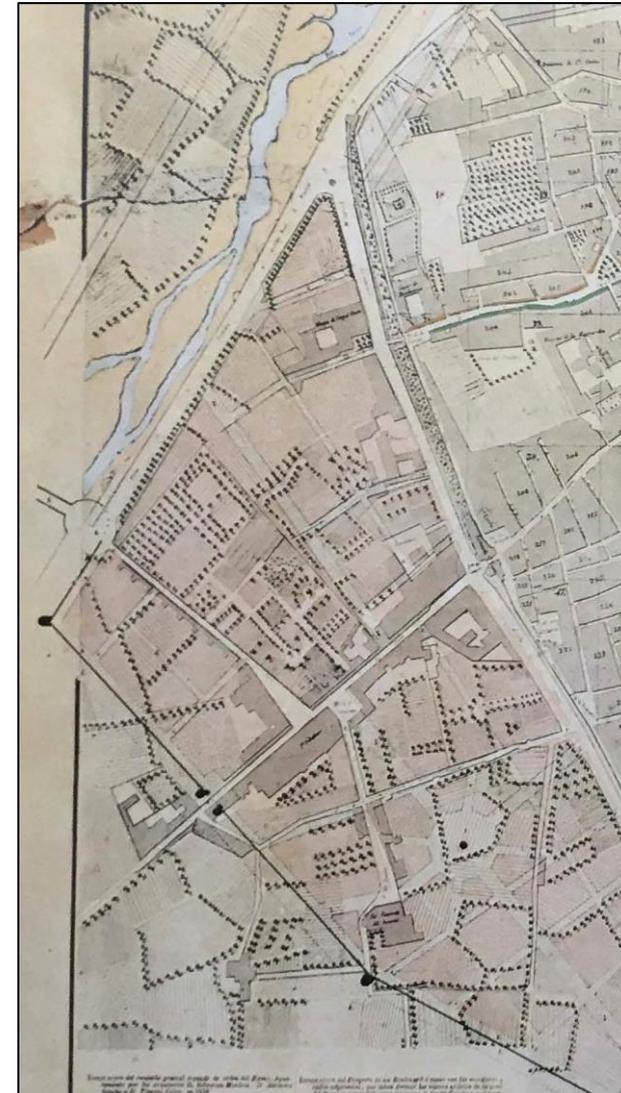


Ilustración 5. Parcelario ampliado de Plano topográfico de la ciudad de Valencia - 1861. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985).

02.02. ECLECTICISMO PLENO Y COSMOPOLITISMO FIN DE SIGLO
(1889-1092):



Ilustración 6. Casa Sagnier II. C/de la Paz. 1905

En la última década del siglo XIX el Eclecticismo llega en Valencia a un tercer estadio de evolución. Tras admitirse durante los 60, la coexistencia de las tipologías constructivas clásica e historicista medieval, ahora se toma una combinación de elementos de distintos estilos históricos para deformarlos y estilizarlos, hasta lograr nuevas interpretaciones de los mismos. No es este periodo distinto de los anteriores ya que el grupo de arquitectos es el mismo, sin embargo, la práctica y la experiencia permite una evolución y se puede significar la palabra "fachadismo". (Goerlich, 1992). Esto se debe a la búsqueda de un carácter más urbano e incluso más cosmopolita, que lleva a intentar mostrar en los nuevos edificios, no sólo gravedad y grandiosidad, sino lujo y riqueza de carácter capitalino. Toda esta arquitectura está gobernada por tres influencias, la arquitectura del Risorgimiento italiana, la arquitectura francesa y la arquitectura madrileña.

Se vive por tanto un periodo de renovación del centro histórico con el claro objetivo de modernizar la ciudad, para abrir nuevas vías comerciales de mayor entidad. Esta renovación se centra principalmente en la plaza de la Reina y la calle de la Paz y se puede destacar tres vertientes decorativas, eclecticismo cosmopolita, eclecticismo racionalista y medievalismo fantástico. (Goerlich, 1992)

CAPÍTULO 03. EL CONJUNTO EDIFICADO.

El edificio se sitúa en el número 11 del paseo de la Petxina de Valencia, junto a la marginal del antiguo cauce del río Turia. Forma parte de un conjunto edificado de 4 edificios. Concretamente se ubica en el extremo izquierdo, medianero con el núcleo de dos edificios que conforman la Asociación Valenciana de Caridad.

El conjunto se entiende como un "todo" ya que las fachadas de estos 4 edificios son idénticas en cuanto a composición, alturas, dimensiones y elementos.

Para comprender Petxina 11, hay que entenderlo no como un único conjunto, sino como una conjunción de evoluciones a lo largo de su vida.

El conjunto original estaba compuesto por dos crujías y posteriormente, se amplió con dos crujías más utilizando para ello soluciones muy variopintas, con gran diversidad de materiales.

DATOS IDENTIFICATIVOS DEL INMUEBLE:

Emplazamiento: Paseo de la Petxina N°11
Municipio - CP: Valencia | 46008
Ref. Catastral: 4831305YJ2743B000

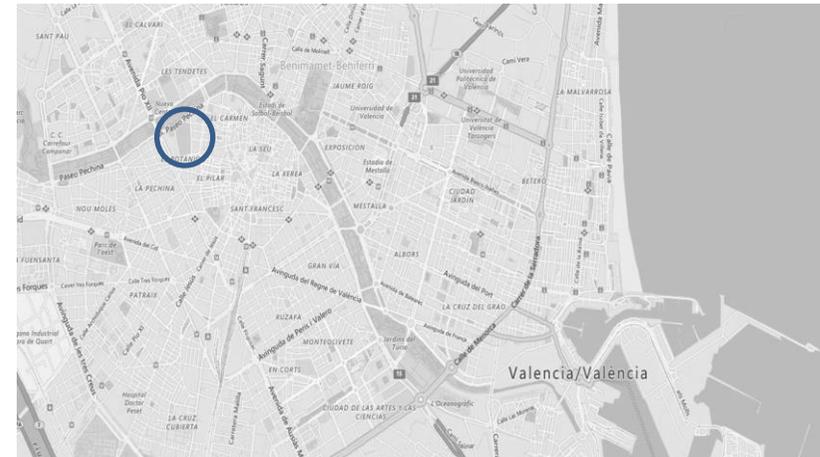


Ilustración 7. Ubicación inmueble, plano de Valencia. (Bing, 2018)

03.01. ALZADOS

Los alzados de fachada principal y trasera tienen tratamientos completamente distintos, al igual que comúnmente sucede en la totalidad de la ciudad, debido a que no hay una normativa específica que obligue a tratar ambas pieles de forma análoga. Por ello es común encontrar entre otras muchas cuestiones, que las fachadas traseras son distintas en cuanto a composición, cromatismo y espesor.

A NIVEL COMPOSITIVO

Es un edificio sencillo, pensado para albergar dos viviendas por planta, alejado de las vertientes arquitectónicas del momento. Se disponen tres huecos por planta en fachada principal, siempre de dimensiones idénticas en plantas altas y de mayor tamaño en la cota cero; también aparece remarcado la transcripción del forjado en fachada, mediante unos resaltes que potencian la sensación de horizontalidad y le confieren un carácter de mayor rigidez. Respecto a estos huecos, se puede llegar a pensar que sirven de módulo para componer la fachada ya que los llenos y vacíos son de similares dimensiones y en planta baja el módulo se amplía a dos potenciando este efecto mediante los balcones de fachada.

Sucede lo contrario en la fachada posterior, en la que aparecen huecos de distintas dimensiones de forma aleatoria, en función de la necesidad.

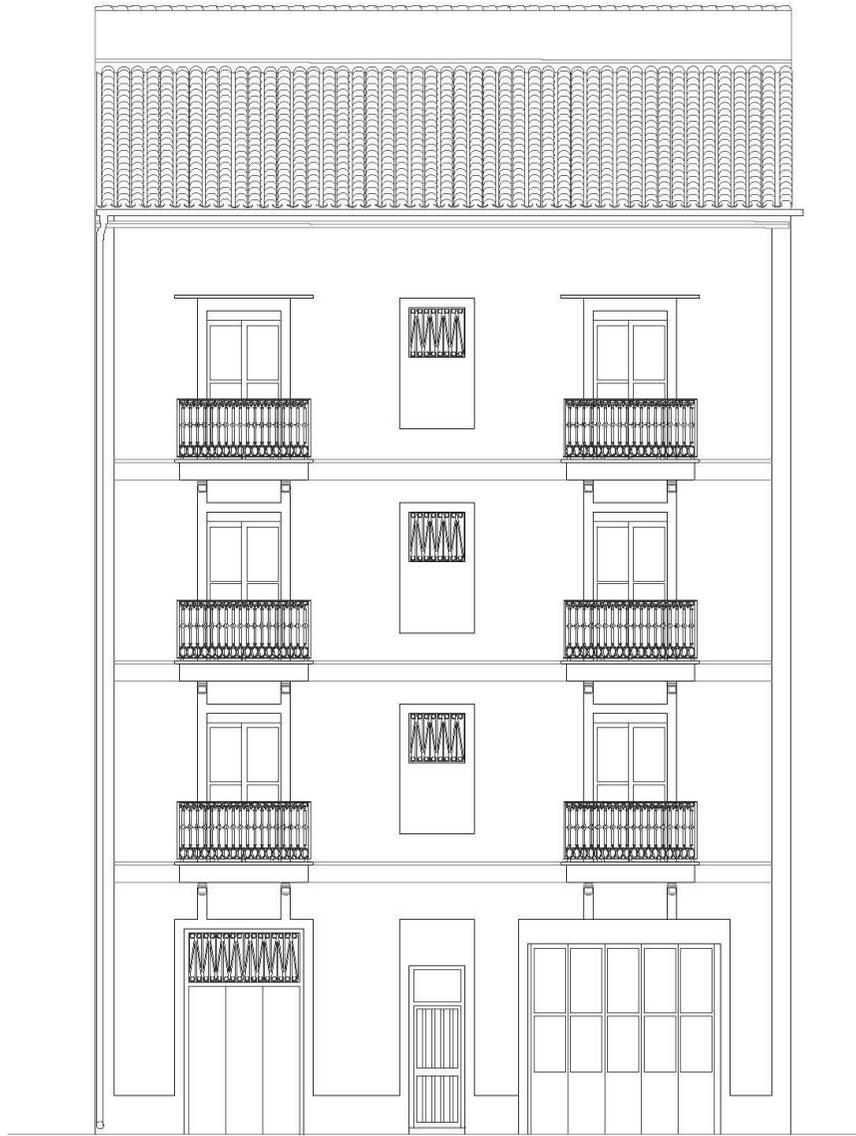


Ilustración 8. Fachada del edificio C/ Pechina nº11

A NIVEL CROMATICO

El cromatismo de la fachada principal contrasta todavía más la diferencia que existe entre ambas pieles. Mientras una trata de salvar sus carencias arquitectónicas atrayendo al viandante, la otra, que vuelca a un espacio infinitamente mejor como es el jardín botánico, se expresa muy pobre y descuidada.

Es evidente que la cromática actual de la fachada principal, la cual consta de dos tonos de ocre en los llenos y tonos rojizos contorneando los vacíos es susceptible de mantenimiento. Como así ha sucedido en los dos últimos edificios del conjunto los cuales proponen, un rojo intenso y un azul "pitufo" para los macizos y blanco para el contorno de los huecos. Sobre las traseras se disponen distintos tonos ocres.



A NIVEL DE ESPESORES

Los espesores originales de fachada eran de 46 cm correspondientes a los muros de carga, pero con la ampliación de crujiás, la fachada trasera se ejecuta mediante fábrica de ladrillo cerámico con un espesor de 12'5 cm.

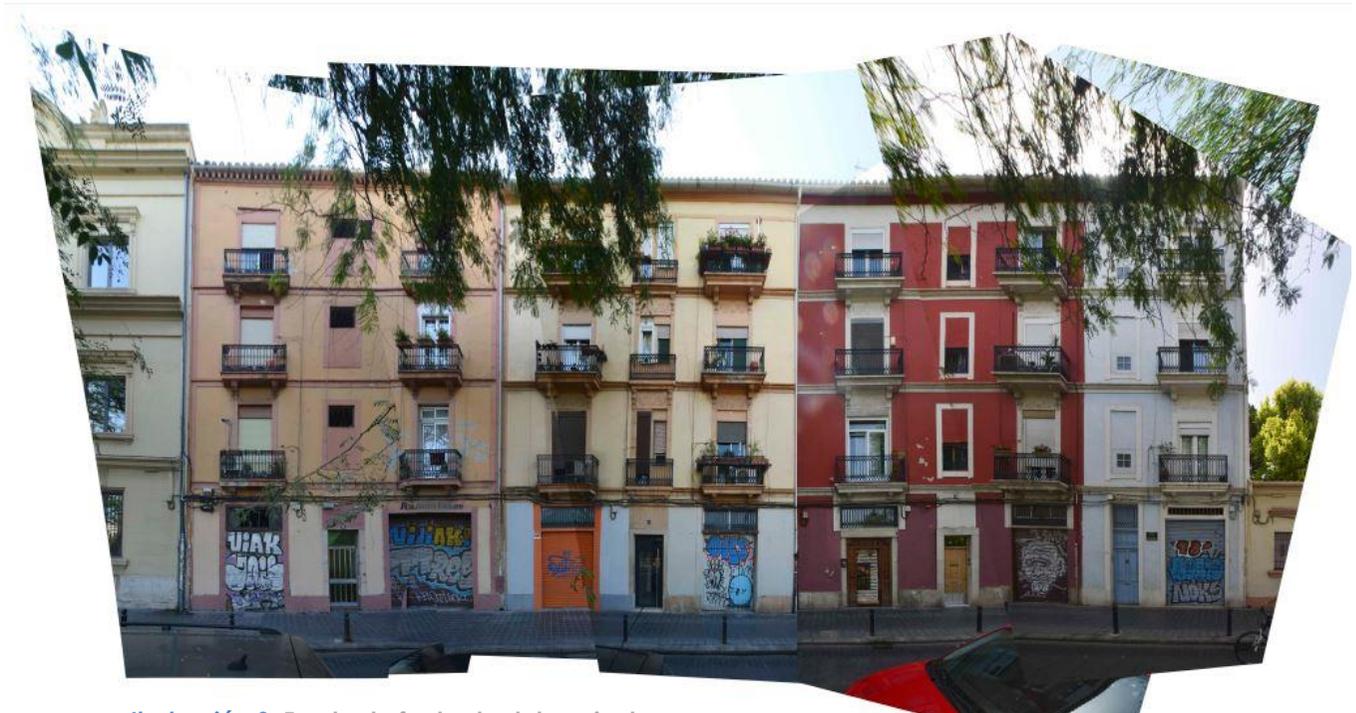


Ilustración 9. Frente de fachada del conjunto

03.02. PLANTAS

El edificio está compuesto por cinco alturas sobre rasante. Inicialmente, la planta baja se destinó a uso comercial de taller mecánico y la planta primera como oficinas de éste. Ambas son las que suscitan el cambio de uso característico. Las plantas altas se reservaron a vivienda aglutinando dos por planta, con una superficie similar de 70 m², siendo las dos últimas ubicadas bajo cubierta sensiblemente más pequeñas con 40 m².

COTA "0"

La cota cero se puede concebir en su estado actual como un "espacio diáfano", únicamente interferido por la inevitable presencia del elemento estructural. En planta se aprecia la evolución de crujías antes mencionada. Presuntamente y con motivo de la materialidad estructural, las primeras dos crujías, de longitud de vano igual a 4'50 y 4'85 m respectivamente, se corresponden con el cuerpo original del edificio. Posteriormente se amplía una crujía de 2'65 m y tras ello, se cubre la parte correspondiente al patio trasero del edificio y se excavan dos pequeños fosos, para el mantenimiento de vehículos.

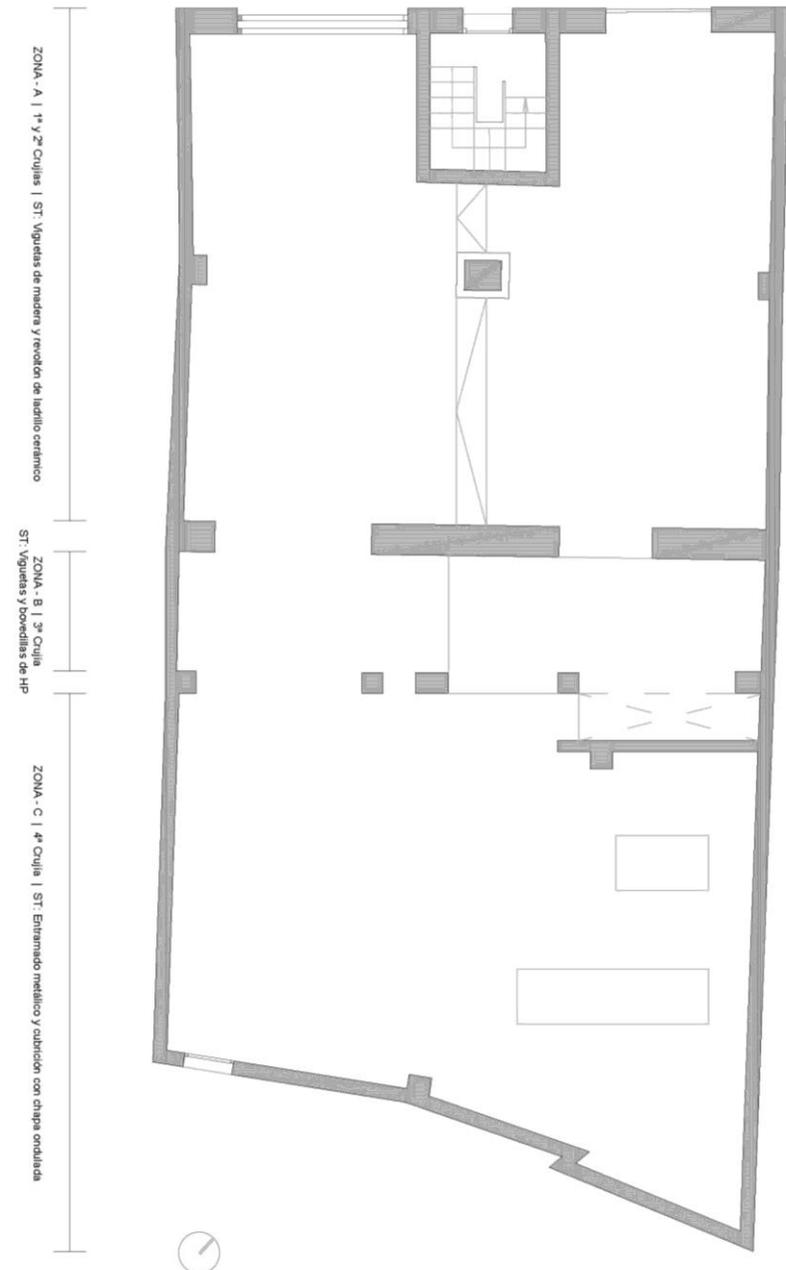


Ilustración 10. Plano de PB del edificio Estado Actual

PLANTA PRIMERA

La planta primera es un espacio destinado a oficinas de uso privado del local comercial. Se distribuye en un hall recepción con sala de espera, en dos despachos individuales, sala de juntas con sala de espera y archivo. El espacio central se distribuye de forma diáfana con varios puestos de trabajo, cuenta con un baño completo y un aseo, además de una cocina.



Ilustración 11. Plano de P1 del edificio Estado Actual

PLANTAS TIPO

Las plantas en altura albergan dos viviendas pasantes por planta, A las viviendas se accede a través del núcleo de escalera ubicado en la zona frontal del edificio. Las distribuciones en planta de las viviendas a las que se ha tenido acceso, no han sufrido grandes cambios.

Se disponen dos distribuciones según se muestra en la Ilustración 12. La de la izquierda cuenta con un pequeño hall recepción, cuatro dormitorios, uno doble y el resto individuales, de los cuales dos no disponen de ventilación ni iluminación directa a la calle, salón comedor, baño completo y cocina office. La de la derecha cuenta con un pequeño hall recepción, tres dormitorios, uno doble y el resto individuales, no estando estos últimos ni ventilados ni iluminados de forma natural, salón comedor, baño completo y una gran cocina office con cuarto de limpieza.

Cabe pensar que previamente a la ampliación de la tercera crujía los cuartos húmedos se ubicaban en la fachada trasera, ya que existen trazas del saneamiento original ejecutado con piezas cerámicas en el muro de carga que constituía la fachada trasera original.

Lamentablemente no se dispone información de las plantas bajo cubierta.



Ilustración 12. Plano de Planta tipo del edificio Estado Actual

03.03. SECCIÓN

El conjunto está compuesto de planta baja más cuatro, siendo el espacio bajo cubierta destinado a vivienda. Las alturas libres que se manejan son, en planta baja, de 4'10 m hasta cara inferior de vigueta de madera y de 4'27 m hasta cara inferior del revoltón cerámico; y en plantas tipo, de 3'20m hasta cara inferior de vigueta y de 3'37 m hasta revoltón.

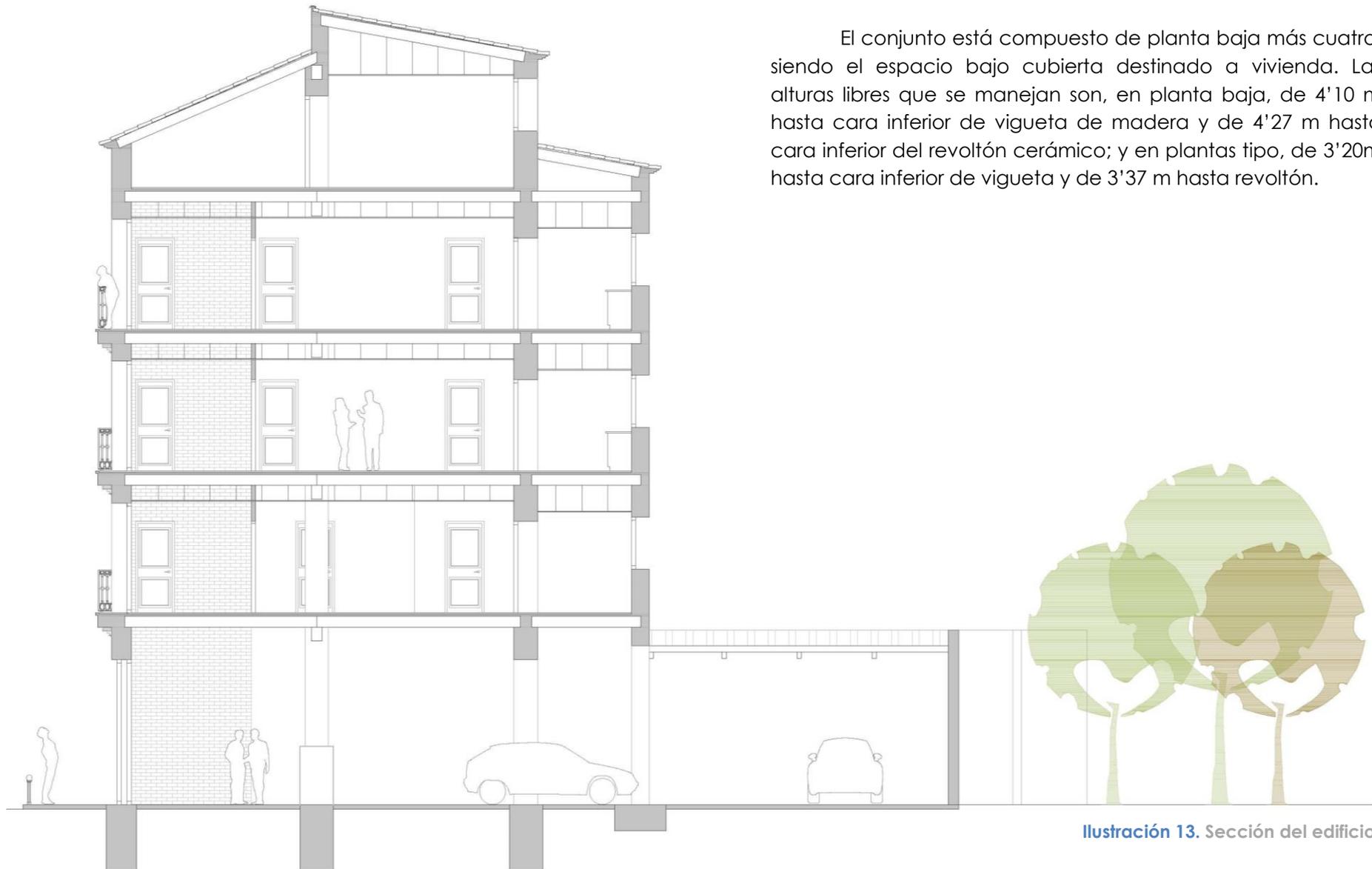


Ilustración 13. Sección del edificio

03.04. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural del edificio está directamente relacionado con la materialidad del mismo, y es que como elementos portantes se encuentran muros de carga de mampostería, muros de carga de fábrica de ladrillo y forjados de vigas de madera.

Si bien es cierto que no se realizan catas que puedan determinar su aparejo exacto, el aspecto visual sin revestimiento, de acabado en planta baja y en otros puntos del edificio permite estimar las distintas características de los sistemas constructivos existentes.



Ilustración 14. Fachadas traseras del cuerpo en "L" Palacio del Temple. (Juan San José, 2017)

03.04.01. CIMENTACIÓN

Es el elemento constructivo más comprometedor ya que no es apreciable en ningún punto y por ello se toman ciertas referencias que permiten estimar sus características y formas.

Según lo expuesto sobre las cimentaciones en edificación histórica, por la Catedrática de construcción de la Universidad Politécnica de Valencia, Liliانا Palaia Pérez, las profundidades que se alcanzan en este tipo de cimentaciones son de entre 1'50 y 4'50 m, siempre dependiendo de las características de la obra a construida y de las cargas que se transmiten al terreno. (Palaia Pérez, Gil Salvador, & López Mateu , 2016)

Se contrasta esta información con la tesis doctoral de Gabriel Juan San José, sobre la evolución histórico constructiva del palacio del Temple. De ella, se extraen las características constructivas del cuerpo en "L" que vuelca al Carrer dels Mestres, y se asume que son similares a las del edificio objeto, ya que no está situado demasiado lejos y está a la misma distancia del cauce del río Turia, deduciéndose por lo tanto, que los estratos deberían ser similares.

Por todo ello, se estima que el edificio dispone de una cimentación corrida bajo los muros de carga y zapata aislada bajo los soportes de ladrillo exentos, de argamasa de morteros y mampostería con un ancho de 70 cm, ya que el muro de fachada es de 46 cm y se presupone un aumento de 12 cm por lado aproximadamente; y un canto estimado de 2 m, en la zona histórica, mientras que en la ampliación de la tercera crujía se presuponen zapatas aisladas de 50 cm de canto y un ancho de 1'00 m, de hormigón armado HA-25.

03.04.02. FORJADOS

Conviven dos tipologías de forjados completamente distintas en cuanto a materialidad se refiere (Ilustración 15). En primer lugar y perteneciente a las dos crujías iniciales existe un forjado de vigas de madera y revoltón cerámico (zona A), mientras que en segundo lugar y perteneciente a la tercera crujía del edificio aparece un forjado unidireccional de viguetas pretensadas de hormigón con entrevigado cerámico (zona B).

- - - - - TIPO A
- - - - - TIPO B



Ilustración 15. Plano de Estructura del edificio Estado Actual

FORJADO 1ª – 2ª CRUJÍAS

----- TIPO A

La tipología empleada es la compuesta por vigas de madera y revoltón cerámico. Esta es la más común en la arquitectura residencial, no solamente en el centro histórico de la ciudad, sino también en otras regiones. El éxito de esta solución radica en la simplicidad y rapidez de ejecución, además del poco uso de madera.

Los forjados de revoltones están compuestos por una secuencia de vigas que soportan pequeñas bóvedas rebajadas de cañón, conformada mediante ladrillos cerámicos macizos, sobre las que se dispone una pequeña capa de compresión formada por mortero o por arena, la capa de agarre y finalmente el pavimento. La configuración general de este tipo de forjados se formaliza introduciendo las cabezas de las vigas en los muros, sin estructura secundaria o ménsulas ni durmientes.

En este caso la estructura presenta dos tramos que cubre todo el espacio interior de planta baja, ya que esta es diáfana. Dichos tramos están conectados entre sí mediante el apoyo de una de las cabezas de las vigas sobre otra viga principal central. El intereje fluctúa entre 60-70 cm. Según expresa M. Diodato, *"En Valencia no es común ver interejes reducidos, porque uno de los principales puntos a favor de este tipo de forjado es el uso moderado de madera y, si el intereje es reducido, el consumo de madera aumentaría. Sin embargo, a lo largo de los siglos, se observa una tendencia a la reducción de la sección de las vigas, así como del intereje"* (Diodato, 2015).

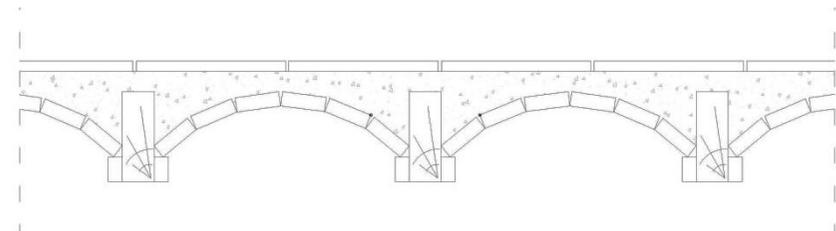


Ilustración 16. Sección forjado crujiás 1-2



Ilustración 17. Sección forjado tipo A



Ilustración 18. Fotografías del forjado en pb



ELEMENTO ESTRUCTURAL PRINCIPAL: LAS VIGAS

Son los elementos que soportan el peso del forjado y transmiten las cargas hasta los apoyos. Las vigas o viguetas están compuestas de dos partes. La primera y principal la escuadra de madera que según lo observado en el edificio oscilan entre 8 – 10 cm de ancho por 20 – 22 cm de alto según las muestras desmontadas. La segunda parte son los listones longitudinales cuadrados de 3'5 cm aprox. que se clavetean en la base de las escuadras.

El tipo de madera más común utilizada en la ciudad de Valencia durante este periodo, con fines arquitectónicos, eran las pertenecientes a la familia de las Pináceas, concretamente ***Pinus nigra – Pinus sylvestris***, del grupo de las coníferas. Sin embargo no solamente se utilizaban los tipos descritos sino que, además se utilizaban pinos mediterráneos y madera mobila o Southern Yellow Pine¹, debido principalmente a la escasez de madera y el auge de esta última durante las últimas décadas del siglo XIX, según refleja M. Diodato tras la investigación que ejecuta en el centro histórico de Valencia.

“A partir de las 49 muestras recogidas en Valencia, se ha podido confirmar que la madera que tradicionalmente se utilizaba para las estructuras de forjados y cubiertas pertenecía al grupo de especies nigra-sylvestris, puesto que existe una preponderancia de elementos pertenecientes a ese grupo de especies. Así, en cinco de las estructuras valencianas analizadas existe una uniformidad en la utilización de este único tipo de madera. En contraposición a esta uniformidad, en algunos casos se observa la introducción de maderas de tipos diferentes, siendo la primera la madera local de pinos mediterráneos que, a pesar de tener cualidades inferiores respecto a la anterior en cuanto a su uso estructural, queda claro que era ampliamente utilizada. Más tarde, a estas maderas locales se añade un tipo de madera que se ha identificado como perteneciente al grupo de especies correspondiente a lo que se conoce en Estados Unidos como Southern Yellow Pine, es decir, la madera que tradicionalmente en el área valenciana se conoce como madera de mobila”. (Diodato, 2015).

¹ Madera importada de EEUU

DEFINICIONES DE LOS TIPOS DE FAMILIAS

Pinus Nigra o Pino Laricio: Conocido también como pino negral. Arbol elevado de talla, que puede alcanzar los 50 m de talla. La madera es de calidad variable de unas regiones a otras. La de Cuenca, Cazorla, Segura y Huécar están consideradas las mejores de nuestras masas. Es bastante resinosa. Se emplea en construcción y la de buena calidad en carpintería y también en construcciones navales.

Pinus Sylvestris o Pino silvestre: Se encuentra en Pirineos, Castilla y Guadarrama. Presenta la albura blanca y el duramen rojizo, con anillos estrechos y juntos. Es de grano fino, elástica y de gran calidad. Es poco durable frente a la acción de los hongos y sensible a las termitas. Debido a su gran talla de hasta 40 m de altura, permite muy buenas escuadrías; por lo que se usa en carpintería y construcción, especialmente en entramados y vigería.

Yellow Pine o Madera de Mobila: Se encuentra en el Sureste de Estados Unidos. El duramen varía del amarillo anaranjado al marrón rojizo o marrón claro. Poco durable frente a la acción de los hongos y medianamente durable o sensible a las termitas. Se aplica para recubrimientos decorativos, tableros contrachapados, carpintería interior y de armar. (Capuz LLadró, 2008)

Por lo tanto, y tras observar la única muestra que se halla seccionada se determina que la madera empleada a efectos estructurales se corresponde con **PINO SILVESTRE – C27**.



Ilustración 19. Fotografía de viga seccionada

FORJADO 3ª CRUJÍA

----- TIPO B

Forjado unidireccional de 30 cm de canto, compuesto por viguetas pretensadas de hormigón y entrevigado de bovedillas de hormigón prefabricado, con capa de compresión y pavimento de acabado.

Este tipo de forjado se constituye como una ampliación al conjunto original del edificio, añadiendo una crujía a las dos ya preexistentes. Sin conocer el periodo o la fecha concreta de su ejecución, ante la falta de información obtenida al respecto, se estima que dicha ampliación se puede datar entre los años 60 y 70.



Ilustración 22. Fotografías del forjado en pb

Ilustración 21. Sección forjado tipo B

El motivo principal de esta afirmación es el evidente deterioro del mismo, donde sin entrar a nombrar los procesos patológicos en profundidad, es muy aparente: fisuras longitudinales que marcan los interejes de 70 cm entre viguetas, la pérdida de sección de los elementos de hormigón prefabricado (viguetas), no existiendo en el caso más flagrante ningún tipo de sección de armado de pretensado, donde solo queda la pátina de óxido. Aparentemente todo parece indicar que se trata de un proceso de aluminosis², lo que permite acotar su fecha de ejecución.

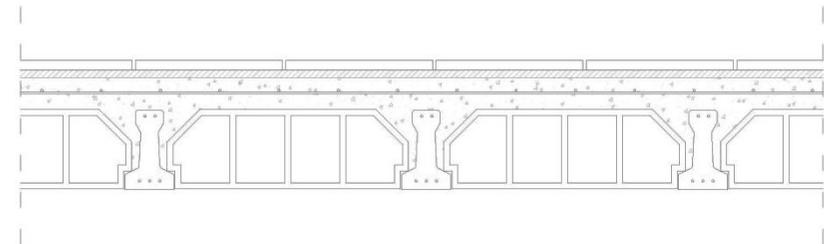


Ilustración 20. Sección forjado crujía 3

² La aluminosis es un proceso patológico que se localiza en la zona de Levante principalmente. La aluminosis deriva de la utilización de cemento aluminoso, que permitía un rendimiento de producción mayor, porque se acortaban los tiempos de fraguado y se alcanzaba de forma más rápida la resistencia deseada. Lamentablemente y pasado el tiempo se ha comprobado que este tipo de hormigón es muy poroso y en contacto con la humedad, el hormigón se carbonata y se produce pérdida de adherencia y de sección de las armaduras. La producción de este tipo de hormigón tuvo lugar durante los años 60 y 70 principalmente.

03.04.03. MUROS DE CARGA Y SOPORTES

La estructura portante del edificio la componen dos tipologías de muros portantes y pilares de ladrillo. La tipología correspondiente al núcleo de escalera es de ladrillo cerámico (tipo A), mientras que los medianeros son de mampuestos con verdugadas de ladrillo cerámico (tipo B).

MURO DE LADRILLO
TIPO A

La fábrica de ladrillo suele ser propia de las zonas de carácter más urbano. Su espesor habitual varía de medio pie a dos pies, aunque lo habitual es encontrar muros de uno a medio pie. Los ladrillos que tenían una dimensión aproximada de 5x12x25 cm se recibían mediante mortero de cal, yeso o la mezcla de ambos. El espesor del llagueado varía en base a los recursos económicos. Menos recursos, juntas de mayor espesor. (Vegas & Mileto, 2017).

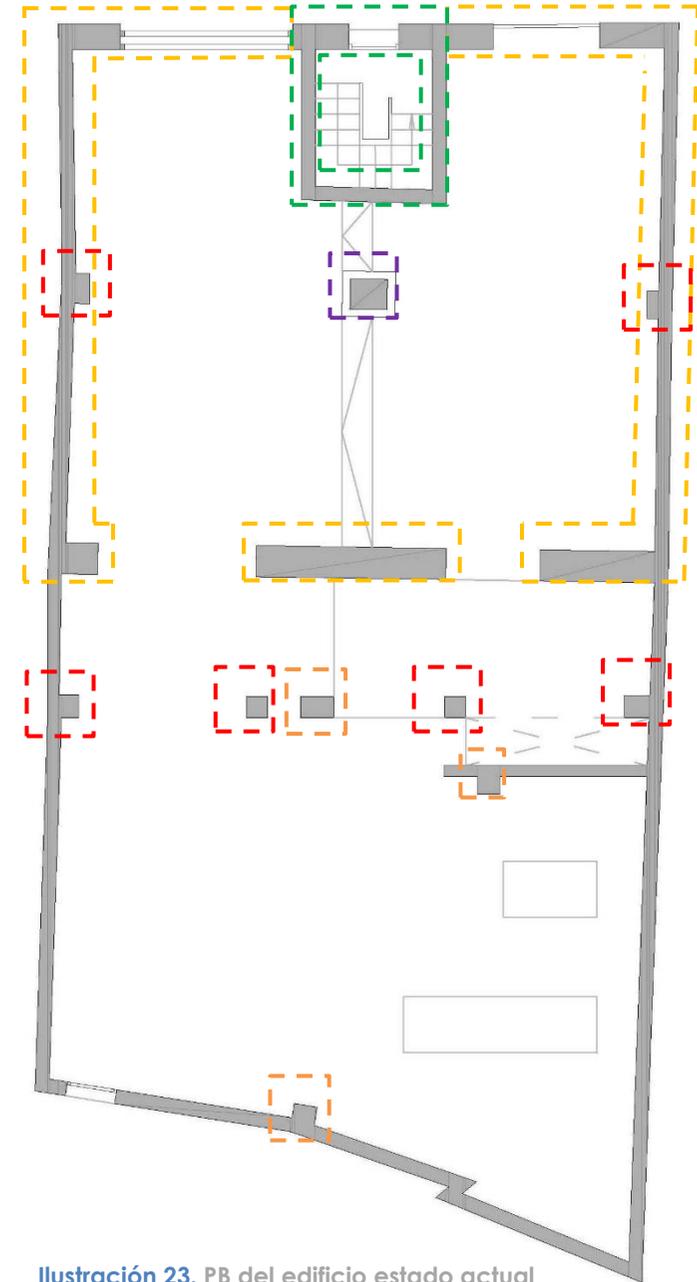


Ilustración 23. PB del edificio estado actual

MURO DE MAMPOSTERÍA CON VERDUGADAS DE LADRILLO

TIPO B

Este muro de carácter mixto combina dos fábricas constructivas: La de mampostería y la de ladrillo. Las esquinas, jambas, machones, impostas, cornisas, arcos, alfeizares, etc., es decir partes que requieren una mayor geometría están ejecutadas con ladrillo, puesto que permite una mejor trabaja. El resto se ejecuta con fábrica de mampostería regularizada mediante verdugadas horizontales formadas por dos o tres hiladas de ladrillo. Dichos fragmentos de fábrica aparejada delimitan la fábrica de mampostería y se denominan cajones o fragas. Los mampuestos se aparejan generalmente con morteros de cal. (Vegas & Mileto, 2017)

La tipología de muro existente habla por sí solo de la calidad de los recursos económicos de la construcción, que se presuponen escasos, ya que como se ha expuesto las tipologías más comunes en núcleos urbanos suelen ser las fábricas de ladrillo y no las de mampostería. Estos paramentos se revestían mediante revoco de cal a modo de enlucido.



Ilustración 24. Fotografía del Núcleo de la escalera.

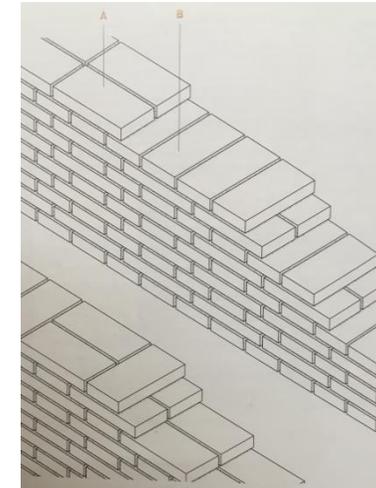


Ilustración 25. Esquema de colocación - Tipo A – Colocación a Soga | Tipo B – a Tizón. (Vegas & Mileto, 2017).

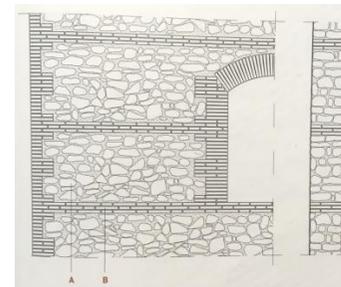


Ilustración 26. Fotografía del muro de mampostería



Ilustración 27. Esquema tipológico - Tipo A – Cajón de mampostería | Tipo B – Verdugada de ladrillo. (Vegas & Mileto, 2017).

SOPORTES

Los soportes que se disponen en el edificio son de ladrillo con dimensiones que oscilan entre los 55 x 70 cm del pilar principal entre crujiás y los 40 x 40 cm de los pilares correspondientes a la 3ª crujiá contando desde la calle.

Es curioso observar como el pilar principal de 55 x 70 cm tiene un recrecido en su base, de 10 cm de hormigón en masa, hasta una altura de 1'70 m, aproximadamente; que además, existe una ampliación de crujiá mediante forjado unidireccional de hormigón (técnica mucho más moderna), apoyando en una viga metálica de alma abierta tipo IPE, y sin embargo los pilares continúan siendo de ladrillo; y que finalmente, para soportar la cubierta de chapa que cubre el patio se generen soportes de ladrillo perforado o "panal".



SOPORTE PRINCIPAL



SOPORTE MEDIANERO



SOPORTE 3ª CRUJÍA



S.CUBIERTA METÁLICA

Ilustración 28. Fotografías de los distintos tipos de soportes existentes

03.04.04. CUBIERTAS

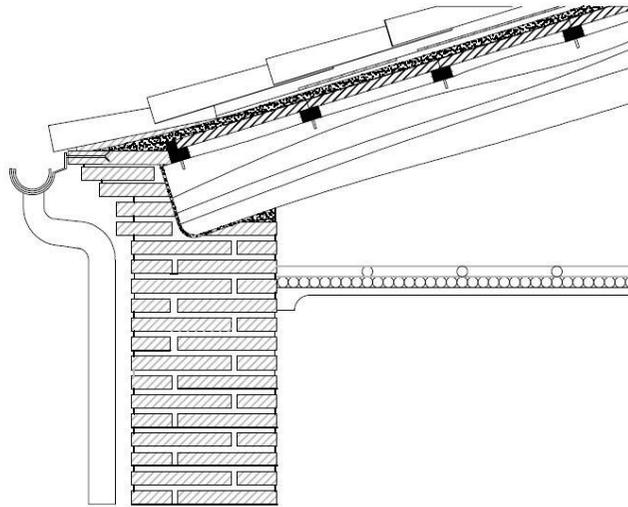


Ilustración 29. Sección detalle de la cubierta del edificio

Se pueden encontrar dos tipologías de cubierta en el estado actual. La "principal" es la dispuesta sobre las dos primeras crujiás entendidas como el cuerpo original del conjunto. Esta se resuelve mediante una cubierta inclinada con abajado de teja cerámica con entablado cerámico. Este tipo de cubiertas son propias de los núcleos urbanos y se componen de la disposición de vigas principales de cumbrera, correas y rastreles escuadrados claveteados a la viga, que se utilizan para formar el plano de apoyo a un estrato de rasillas cerámicas que sirve de encofrado perdido para recibir las tejas de cubierta, previa colocación de una capa de mortero para el asiento de las mismas. La separación de las correas viene definida por el peso de la cubierta y la de las correas por el tamaño de las rasillas. (Vegas & Mileto, 2017).

La otra tipología de cubierta se resuelve con placa metálica ondulada sobre estructura metálica. En planta baja se mantiene "desnuda" mientras que en planta 4ª se reviste con teja cerámica.



Ilustración 30. Fotografías de las cubiertas del edificio

03.05. PROPUESTA DE PLANTA TRAS EL CAMBIO DE USO | CUMPLIMIENTO DE LA DC-09.

La Orden de 7 de diciembre de 2009 de la Consellería de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda tiene por objeto principal regular las condiciones de diseño y calidad en desarrollo del Decreto 151/2009 de 2 de octubre, del Consell, por el que se aprueban las exigencias básicas de diseño y calidad en edificios de vivienda y alojamiento.

En base a las directrices que en ella se reflejan, se dispone una propuesta de distribución tanto en planta baja como en planta primera como objeto del nuevo uso residencial al que se va a destinar.

PLANTA BAJA

La nueva vivienda se distribuye en dos dormitorios dobles, uno de ellos tipo suite con baño completo, otro baño completo, un gran espacio de salón-comedor-cocina, terraza – patio y garaje. Todas las estancias disponen de ventilación e iluminación exterior. En cumplimiento de la DC09, se comprueba que se cumplen las superficies mínimas y figuras inscribibles.

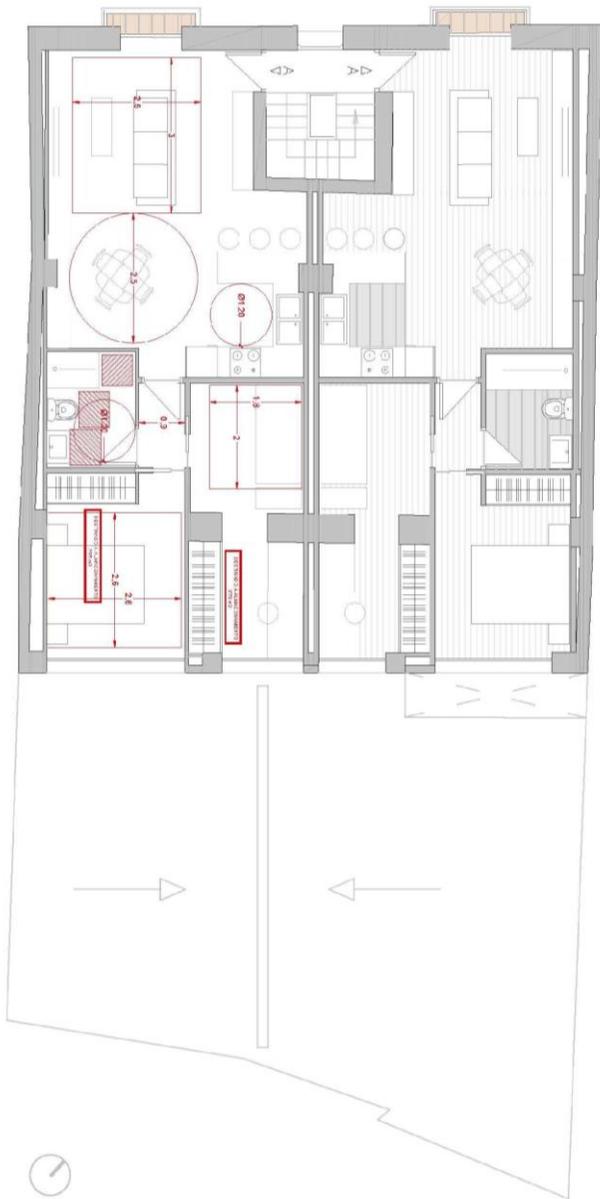
ESTANCIAS		Mínimo según DC-09
SALÓN - COMEDOR - COCINA	33'65 m ²	> 18'00 m ²
PASILLO	2'60 m ²	> -- m ²
DORMITORIO 1	21'20 m ²	> 8'00 m ²
DORMITORIO 2	16'56 m ²	> 6'00 m ²
BAÑO 1	3'65 m ²	> 3'00 m ²
BAÑO 2	4'40 m ²	> 3'00 m ²

Almacenamiento	Mínimo según DC-09
22'10 m ³	> 0'8 x 4 P. = 3'20 m ³



Ilustración 31. Planta Baja estado reformado

PLANTA PRIMERA



Se plantea la redistribución del espacio de planta primera en dos viviendas al igual que sucede en las plantas superiores. Cada una se distribuye en dos dormitorios, uno de ellos doble, un baño completo y un gran espacio de salón-comedor-cocina. Todas las estancias disponen de ventilación e iluminación exterior.

En cumplimiento de la DC09, se comprueba que se cumplen todas las superficies mínimas y figuras inscribibles.

ESTANCIAS		Mínimo según DC-09	
SALÓN - COMEDOR - COCINA	27'90 m ²	>	18'00 m ²
PASILLO	1'45 m ²	>	-- m ²
DORMITORIO 1	9'65 m ²	>	8'00 m ²
DORMITORIO 2	11'05 m ²	>	6'00 m ²
BAÑO 1	3'85 m ²	>	3'00 m ²

Almacenamiento	Mínimo según DC-09
6'63 m ³	> 0'8 x 3 P. = 2'40 m ³

Ilustración 32. Planta primera propuesta de reforma

CAPÍTULO 04. MODELIZACIÓN DEL EDIFICIO.

El análisis estructural del edificio Pechina 11, se ha realizado a través del programa Architrave®. Primero, con Architrave® Diseño junto con AutoCad, que se utiliza para modelizar la estructura, teniendo en cuenta las limitaciones al tratarse de un edificio de finales del siglo XX, para el que se ha llevado a cabo un levantamiento de las distintas plantas.

A continuación, el cálculo de la estructura se realiza a través de Architrave® Calculo, donde se importa el fichero realizado en AutoCad con la modelización. En ella, cada barra y elemento tiene asignados un material y sección, además de las cargas que soportan. En este programa se analiza, se dimensiona y se obtienen resultados de la estructura.

Cabe mencionar que el programa de cálculo utilizado es válido para desarrollar los cálculos pertinentes y obtener un estado tensional. Sin embargo, solamente está preparado para el dimensionamiento de los materiales de Acero y Hormigón Armado. Por lo tanto, para comprobar si el conjunto es apto para Estados Límite Últimos (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS), se desarrollan las comprobaciones pertinentes según Código Técnico.

Para la modelización se ha simplificado levemente la estructura habiendo asumido que los pilares medianeros quedan completamente embebidos en los muros de carga y la cimentación está ejecutada mediante hormigón armado, ya que pese a que no es objeto de cálculo, la versión educacional solo admite la materialidad de hormigón tipo HA-25, ajustando los cantos de esta a 0'5 m.

Mediante elementos áreas de reparto se han modelizado las superficies sobre las que se disponen las cargas.

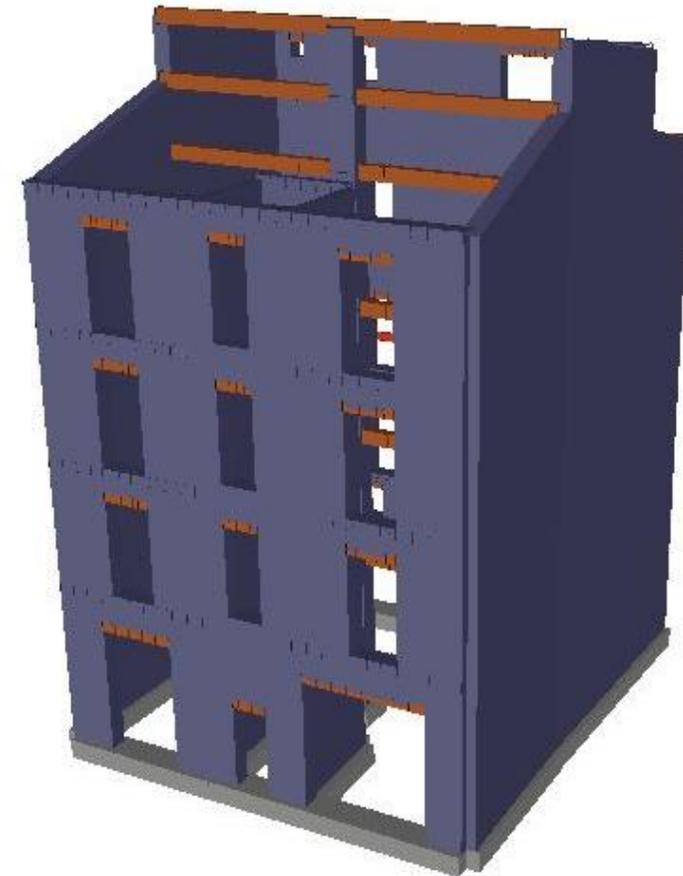


Ilustración 33. Modelizado del edificio

En las siguientes ilustraciones 33, 34 y 35, se observa el aspecto general de la estructura y los distintos materiales que conforman el conjunto portante del edificio.

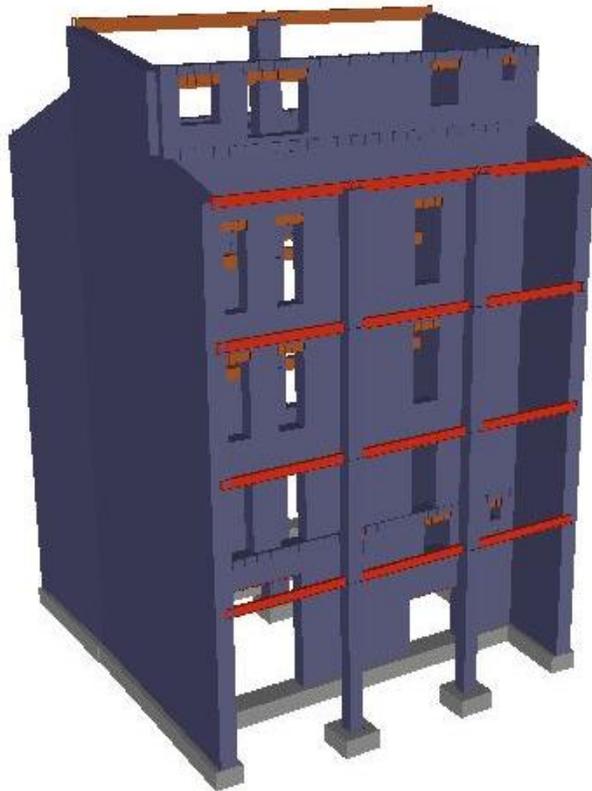


Ilustración 34. Modelizado del edificio

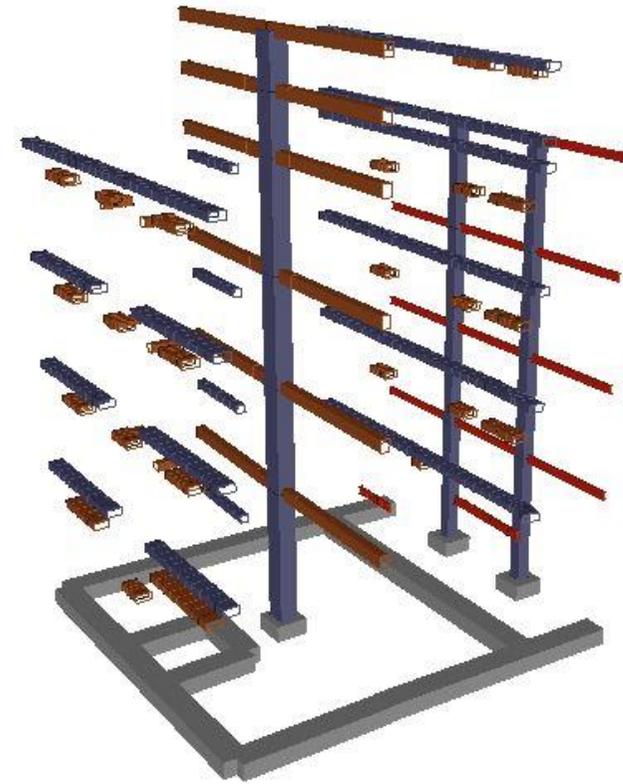


Ilustración 35. Modelizado del edificio

Se ha modelado el remate de los muros mediante vigas de misma sección y material que el elemento al que pertenecen, tanto si son de mampostería como si son de ladrillo. Además, para los huecos practicados en los muros de carga se han dispuesto dinteles de madera.

CAPÍTULO 05. ESTIMACIÓN DE CARGAS.

El objeto principal de este TFG es determinar la viabilidad del cambio de uso actual de oficinas y local comercial a residencial. Para ello, se analizan las acciones que intervienen en el conjunto mediante una comparación entre la normativa de Acciones en la Edificación del año 1988 y la actual correspondiente al Código Técnico de la Edificación.

La finalidad es poder generar dos modelos de cálculo y compararlos para las distintas cargas, evaluando la respuesta estructural actual y la futura ante el cambio de uso.

05.01. ACCIONES PERMANENTES – (Q) – HIP01

SEGÚN NORMA NBE-AE-88 – ESTADO INICIAL

PESO PROPIO DEL FORJADO 1ª – 2ª Crujía

Estructura horizontal compuesta por forjado unidireccional de viguetas escuadradas de madera con entrevigado de revoltón cerámico, capa de compresión de mortero y pavimento.

Fdo. Vigueta de madera y revoltón de ladrillo	1'60 Kn/m ²
Capa de compresión de mortero	1'25 Kn/m ²
Pavimento de baldosín hidráulico + mat. agarre	0'80 Kn/m ²
Falso techo de escayola.	0'25 Kn/m ²
Las particiones interiores de ladrillo macizo de 3 cm de espesor, dispuesto a panderete, enlucido a ambas caras y pintado.	0'64 Kn/m ²

TOTAL 4'54 Kn/m²

PESO PROPIO DEL FORJADO 3ª Crujía

Estructura horizontal compuesta por forjado unidireccional de viguetas pretensadas de hormigón y entrevigado de bovedillas de hormigón, capa de compresión y pavimento.

Fdo. Vigueta pretensada y revoltón de hormigón	1'80 Kn/m ²
Capa de compresión de mortero	1'25 Kn/m ²
Pavimento de baldosín hidráulico + mat. agarre	0'80 Kn/m ²
Falso techo de escayola.	0'25 Kn/m ²
Tabiquería de ladrillo macizo enlucida 2 caras	0'64 Kn/m ²

TOTAL 4'74 Kn/m²

PESO PROPIO DE LOS CERRAMIENTOS DE FACHADA Y MEDIANERÍA

Tabiquería de fachada de una hoja de ladrillo cerámico enfoscada a ambas caras mediante mortero de cemento. **0'64 Kn/m²**

Cerramientos se componen por mampostería de piedra caliza, tomada con mortero de cal y verdugadas de ladrillo macizo. **11'96 Kn/m²**

PESO PROPIO DE LA CUBIERTA

Cubierta no transitable inclinada, compuesta de vigas de madera, enlistonado de madera, encofrado perdido cerámico, tendido de yeso, capa de agarre de mortero de cal y teja curva.

Enlistonado	0'05 Kn/m ²
Tablero de rasilla de 1 hoja y tendido de yeso	0'50 Kn/m ²
Teja curva	0'50 Kn/m ²
TOTAL	1'05 Kn/m²

SEGÚN NORMA CTE-DB-SE-AE – ESTADO FINAL

PESO PROPIO DEL FORJADO 1ª – 2ª Crujía

Estructura horizontal compuesta por forjado unidireccional de viguetas escuadradas de madera con entrevigado de revoltón cerámico, capa de compresión de mortero y pavimento.

Fdo. Vigueta de madera y revoltón de ladrillo	1'60 Kn/m ²
Capa de compresión de mortero	1'25 Kn/m ²
Pavimento de tarima de 20 mm de esp. total	0'40 Kn/m ²
Falso techo de escayola.	0'25 Kn/m ²
Las particiones interiores de panel de sistema autoportante de cartón-yeso (15+46+15)	0'27 Kn/m ²
TOTAL	3'77 Kn/m²

PESO PROPIO DEL FORJADO 3ª Crujía

Estructura horizontal compuesta por forjado unidireccional de viguetas pretensadas de hormigón y entrevigado de bovedillas de hormigón, capa de compresión y pavimento.

Fdo. Vigueta pretensada y revoltón de hormigón	1'80 Kn/m ²
Capa de compresión de mortero	1'25 Kn/m ²
Pavimento de tarima de 20 mm de esp. total	0'40 Kn/m ²
Falso techo de escayola.	0'25 Kn/m ²
Las particiones interiores de panel de sistema autoportante de cartón-yeso (15+46+15)	0'27 Kn/m ²
TOTAL	3'97 Kn/m²

PESO PROPIO DE LOS CERRAMIENTOS DE FACHADA Y MEDIANERÍA

Tabiquería de fachada de doble hoja de ladrillo cerámico enfoscada y pintada a ambas caras. 7'00 Kn/m

Cerramientos se componen por mampostería de piedra caliza, tomada con mortero de cal y verdugadas de ladrillo macizo. 11'96 Kn/m²

PESO PROPIO DE LA CUBIERTA

Cubierta no transitable inclinada, compuesta de vigas de madera, enlistonado de madera, encofrado perdido cerámico, tendido de yeso, capa de agarre de mortero de cal y teja curva.

Enlistonado 0'05 Kn/m²
 Tablero de rasilla de 1 hoja y tendido de yeso 0'50 Kn/m²
 Teja curva 0'50 Kn/m²

TOTAL 1'05 Kn/m²

Cabe destacar que los pesos propios se ven reducidos de la norma AE88, a la DB-AE, ya que se diseñan pavimentos más ligeros y por lo tanto se reducen los pesos.

05.02. ACCIONES VARIABLES – (G)

SOBRECARGAS DE USOS – (G) – HIP 02:

SEGÚN NORMA NBE-AE-88 – ESTADO INICIAL

Las sobrecargas de uso para las distintas zonas del edificio serán:

- Forjado planta tipo de viviendas: 2'00 KN/m²
- Forjado planta tipo de oficinas: 2'00 KN/m²
- Forjado de cubierta: 1'00 KN/m²

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

Ilustración 36. Tabla NBE-AE-88 (Ministerio de fomento, 1988)

SEGÚN NORMA CTE-DB-SE-AE – ESTADO FINAL

Las sobrecargas de uso para las distintas zonas del edificio serán:

- Forjado planta tipo de viviendas: 2'00 KN/m²
- Forjado Cubierta: 1'00 KN/m²

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Ilustración 37. Tabla CTE DB-SE-AE. (Ministerio de Fomento, 2009)

SOBRECARGAS DE NIEVE – (G) – HIP 03:

SEGÚN NORMA NBE-AE-88 – ESTADO INICIAL

4.4. Sobrecarga sobre superficie inclinada

La sobrecarga de nieve sobre una superficie de cubierta que forme el ángulo α con el plano horizontal, que no ofrezca impedimento al deslizamiento de la nieve, tendrá por metro cuadrado de proyección horizontal el valor siguiente:

$$\alpha \leq 60^\circ \quad p \cos \alpha$$

$$\alpha > 60^\circ \quad \text{cero}$$

Siendo:

p el valor de la sobrecarga sobre superficie horizontal.

Cuando la superficie de cubierta tenga resaltos u otros obstáculos que impidan el deslizamiento natural de la nieve, se tomará, cualquiera que sea el ángulo α , sobrecarga por metro cuadrado de proyección horizontal de valor p .

Altitud topográfica h m	Sobrecarga de nieve kg/m ²
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
800 a 1.000	100
1.001 a 1.200	120
> 1.200	$h: 10$

Ilustración 38. Tabla NBE-AE-88 (Ministerio de fomento, 1988)

En nuestro caso $\alpha \leq 60^\circ$ y por lo tanto el valor de la sobrecarga será de 0,34 KN/m².

SEGÚN NORMA CTE-DB-SE-AE – ESTADO FINAL

"La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores." (Ministerio de Fomento, 2009).

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta:

"En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° y 0 para cubiertas con inclinación de mayor o igual que 60° (para valores intermedios se interpolará linealmente). Si hay impedimento, se tomará $\mu = 1$ sea cual sea la inclinación." (Ministerio de Fomento, 2009).

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2

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

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	890	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,7	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	0,4	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	1,2	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	860	0,3	Logroño	380	0,5	Soria	0	0,9
Burgos	440	0,6	Lugo	470	0,6	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Teruel	560	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Valencia/València	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,2	Valencia/València	520	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,5	Zamora	210	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,4	Zaragoza	0	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas. Las	0	0,2	Ceuta y Melilla	0	0,2
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7			

Ilustración 39. Tabla CTE DB-SE-AE. (Ministerio de Fomento, 2009)

En nuestro caso μ será igual a la unidad ya que la cubierta tiene una inclinación menor o igual a 30° y s_k tendrá el valor de 0,2 que se obtiene de la tabla 3.8. del CTE.

Por lo que el valor de la sobrecarga será de 0,2 KN/m².

Cabe destacar que la sobrecarga de nieve es mayor con la normativa NBE-AE-88.

CARGA HORIZONTAL DE VIENTO – (G) – HIP 04:

De acuerdo con el DB-SE AE:

“En general, los edificios ordinarios no son sensibles a los efectos dinámicos del viento. Este Documento Básico no cubre las construcciones de esbeltez superior a 6, en las que sí deben tenerse en cuenta dichos efectos.” (Ministerio de Fomento, 2009).

Por lo tanto, al tratarse de un edificio entre medianeras, siendo los edificios colindantes de esbeltez y forma similares, no se tiene en cuenta la carga horizontal de viento.

CARGA DE SISMO – (G) – HIP 05:

De acuerdo con el NCSE-02:

“En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , (art. 2.2) es igual o mayor de 0,08 g.” (Ministerio de Fomento, 2002)

Por lo tanto, al tratarse de un edificio situado en Valencia, donde la aceleración sísmica básica es de 0,06 según el anejo 1 de la presente normativa, y tratarse de un edificio entre medianeras, estando bien arriostrado en todas las direcciones, ya que los edificios colindantes tienen esbeltez y forma similares, no se tiene en cuenta la acción sísmica.

05.03. COMBINACIÓN DE CARGAS

La combinación de cargas la realiza el programa Architrave® una vez asignados los valores de ponderación de las acciones obtenidos, de acuerdo a lo establecido en el Código Técnico de la Edificación (CTE), según el DB-SE apartado 4.

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Los Estados Límites Últimos según el apartado 3.2.1 del DB-SE, son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, bien por una puesta fuera de servicio del edificio o bien por el colapso total o parcial de este.

Para la combinación de las acciones se seguirá el punto 4.2.2. del DB-SE.

4.2.2 Combinación de acciones

- 1 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4.1 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2

- 2 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

Ilustración 40. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.4)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$);
- una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ($\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

- En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Ilustración 41. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009)

Los coeficientes parciales de seguridad y de simultaneidad se obtendrán de las tablas 4.1 y 4.2 del DB-SE.

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

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

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

Ilustración 42. Tabla CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009)

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Ilustración 43. Tabla CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009)

ELU 01: Resistencia, Persistente: Uso

H01	H02	H03
1'35	1'50	0'75

ELU 02: Resistencia, Persistente: Nieve

H01	H02	H03
1'35	1'05	1'50

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los Estados Límites Servicio según el apartado 3.2.2, son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios. Para la combinación de las acciones se seguirá el punto 4.3.2. del DB-SE.

4.3.2 Combinación de acciones

- 1 Para cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, de acuerdo con los criterios que se establecen a continuación.
- 2 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{l > 1} \psi_{0,l} \cdot Q_{k,l} \quad (4.6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).
- 3 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l > 1} \psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} \quad (4.7)$$

siendo

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).
- 4 Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{l \geq 1} \psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} \quad (4.8)$$

siendo:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

Ilustración 44. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009)

Resultando las siguientes combinaciones:

ELS 01: Característica: Uso

H01	H02	H03
1	1	0'5

ELS 02: Característica: Nieve

H01	H02	H03
1	0'7	1

ELS 03: Frecuente: Uso

H01	H02	H03
1	0'5	0

ELS 04: Frecuente: Nieve

H01	H02	H03
1	0'3	0'2

ELS 05: Casi Permanente

H01	H02	H03
1	0'3	0

CAPÍTULO 06. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En este apartado se analizan los resultados de la puesta en carga del modelo dados por la herramienta de cálculo Architrave®³. Obteniéndose unas conclusiones del conjunto de la estructura según las cargas que soporta del peso propio, del uso y de la nieve.

Gracias a la aplicación obtendremos los valores de las tensiones, los momentos flectores, axiles y cortantes, y también la deformación que se produce.

Este análisis tiene como objeto determinar si la parte del edificio sometido a cambio de uso es apto a tal efecto. Por lo tanto, se va a analizar principalmente el forjado entre PB y P1 de los modelos de estado actual y estado propuesto, por ser este el que varía sus pesos propios debido al nuevo uso. Además, se realiza un análisis del resto de plantas del edificio, y se evalúa su condición actual.

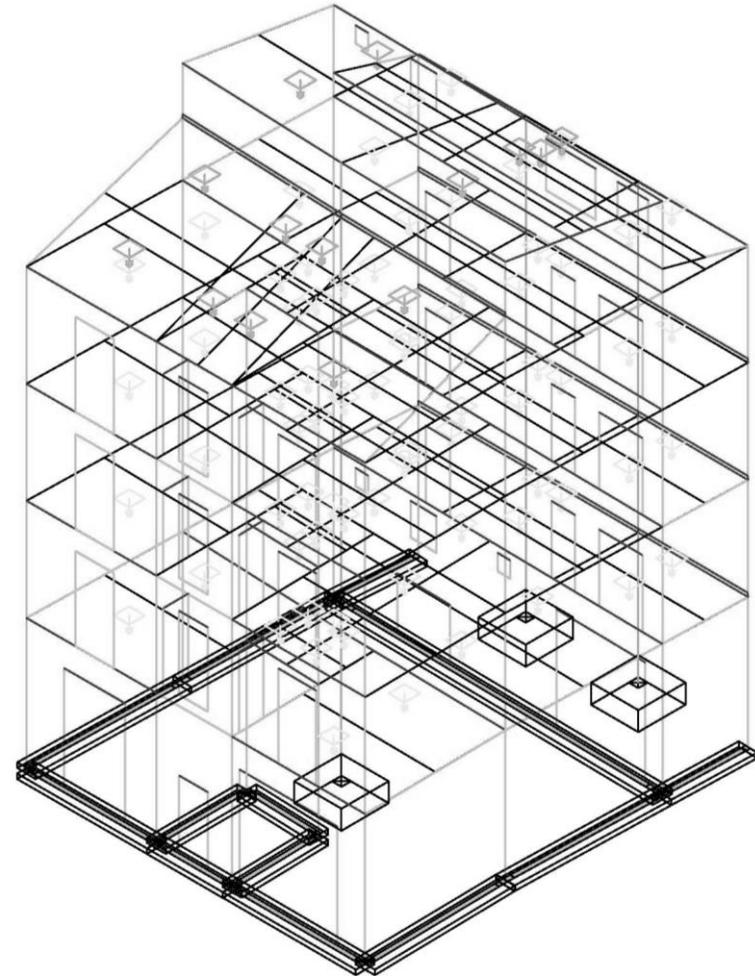


Ilustración 45. Modelo alámbrico para dimensionado de la St.

³ (Perez-García, Alonso Durá, Gómez-Martínez, Alonso Avalos, & Lozano Lloret, 2015)

06.01. ESTADO ACTUAL

06.01.01. FORJADO ENTRE PB Y P1

El análisis de los esfuerzos se ha llevado a cabo con la combinación ELU 01, siendo la carga dominante la de uso.

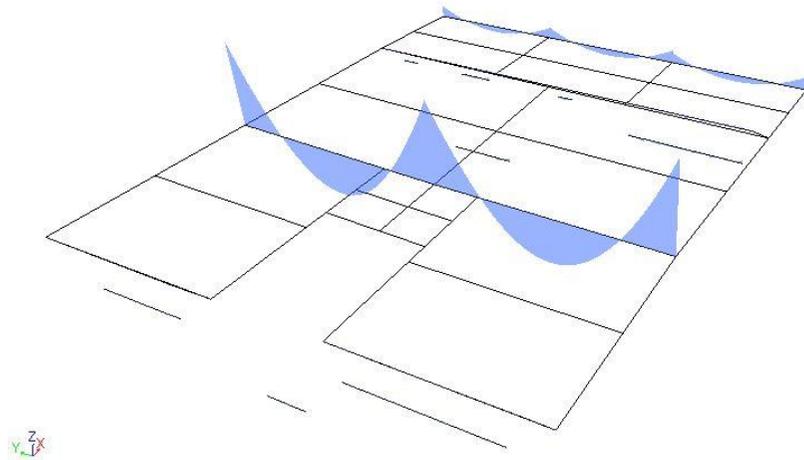


Ilustración 46. Forjado Pb-P1. Gráfica de momentos

Como ya se ha expuesto, las dos primeras crujías están realizadas con forjado de tipo tradicional, siendo sus apoyos en sus pórticos 1º y 3º de muro de mampostería y el 2º de viga de madera de sección 27x35cm. Mientras que la tercera crujía es de forjado unidireccional de entrevigado de hormigón, siendo las vigas del 4º pórtico metálicas de sección abierta tipo IPE 240.

MOMENTOS

Se puede observar un reparto de los momentos en los pórticos bastante regular siendo:

- Primer y tercer pórtico: Prácticamente inexistentes, ya que quedan absorbidos en los muros de carga.
- Segundo pórtico (de madera): Compuesto por dos vanos, los M_z son mayores en la viga de longitud 5'31 siendo sus valores máximos los de 51'7 KN/m en el centro del vano y de -102'36 KN/m en el encuentro con el muro y de -95'12 Kn/m en el apoyo central.
- Cuarto pórtico (metálico): Compuesto por tres vanos, los M_z son mayores en el vano central donde la viga dispone de una longitud de 3'58 m siendo estos de 8'30 KN/m en centro de vano y de -45'46 KN/m y de -16'06 Kn/m en los apoyos.

Cabe destacar que el mayor momento flector se encuentra en las vigas correspondientes al segundo pórtico ya que este es el que recibe mayor tramo de carga y dispone de mayores luces.

AXILES

En la obtención de los esfuerzos axiales, se evidencia que las vigas que mayores cargas reciben no son las del 2º pódico, donde se reciben 11'86 KN, sino que aparecen picos de carga en las zonas correspondientes a los huecos practicados en los muros de carga donde el mayor pico alcanza un valor de 46'5 KN. Esta distribución irregular se concentra en los dinteles de los huecos practicados en los muros de carga

Principalmente se entiende porque debido a los huecos generados los dinteles funcionan de forma análoga a los arcos, obteniéndose distribuciones por tanto similares

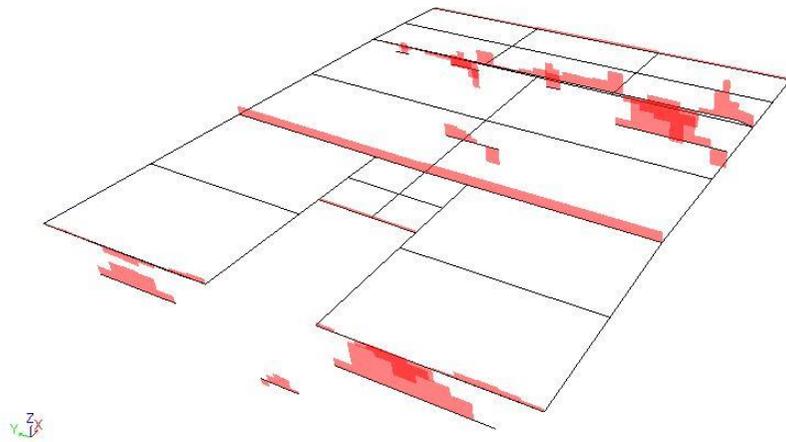


Ilustración 47. Forjado Pb-P1. Gráfica de axiles

CORTANTES

Los esfuerzos cortantes V_y en las barras siguen el patrón anterior del momento, son mayores en el pódico central llegando a los 102'71 KN en apoyo central y de -115'92 KN, en el punto de apoyo del muro.

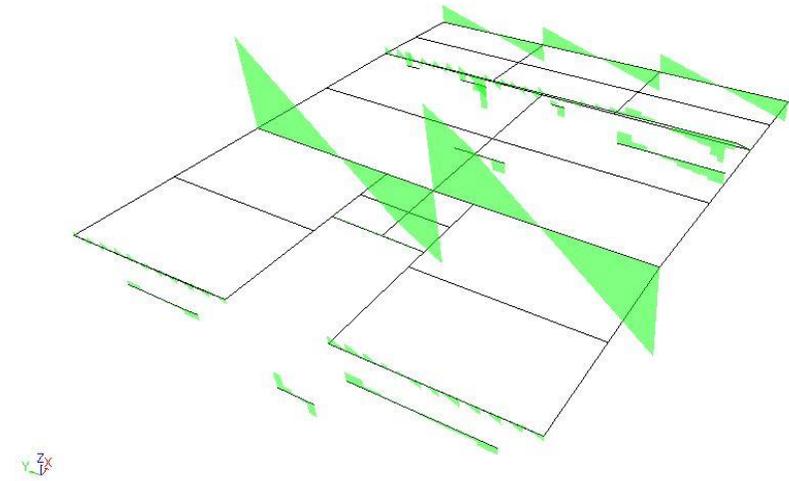


Ilustración 48. Forjado Pb-P1. Gráfica de cortantes

DEFORMACIONES

Además del análisis de los esfuerzos, también se lleva a cabo el análisis de las deformaciones, el cual se realiza con la combinación ELS 01 cuya carga dominante es la de uso.

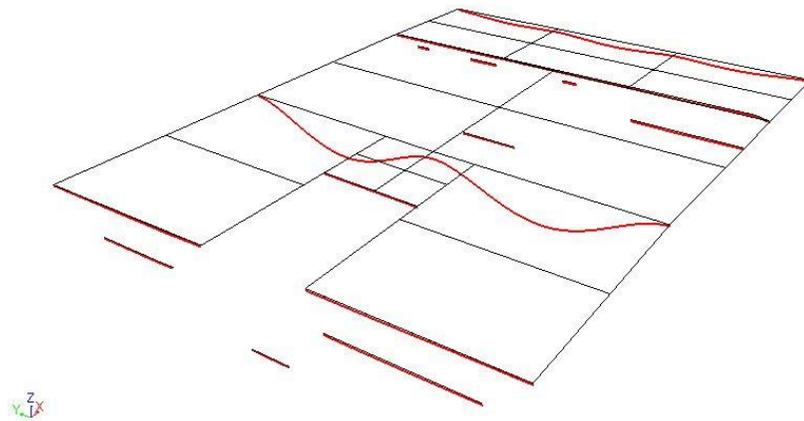


Ilustración 49. Forjado Pb-P1. Deformada

Como se observa, las mayores deformaciones se producen en las vigas correspondientes al segundo pódico donde se produce una flecha relativa de -0'57 cm en la viga de 5'31 m de longitud.

PERITACIÓN DE LAS VIGAS

Habiendo predimensionado los elementos estructurales durante la modelización y tras realizar el análisis de la misma, mediante el programa Architrave® se peritan solamente aquellos elementos cuya materialidad es de hormigón armado y de acero. El resto de elementos que conforman las vigas, que en este caso son de madera se deben comprobar si son aptos ante E.L.U y E.L.S., atendiendo a lo dispuesto en el CTE.

En la peritación de las vigas del cuarto pódico el programa de cálculo no arroja error alguno y se comprueba que cumplen la normativa vigente exigida.

Resistencia		Flecha	
ELU desfavorable:	1	ELS desfavorable:	1
Coefficiente Resistencia:	0.19	Flecha relativa (elástica) (cm):	-0.060
Ten. Von Mises (N/mm ²):	56.51	Flecha activa (cm):	0.024
Comprobaciones:	Cumple	Coefficiente Flecha activa:	0.03
Pandeo		Flecha instant. (cm):	0.021
ELU desfavorable:	1	Coefficiente Flecha instantánea:	0.02
β Pandeo plano XY local:	0.57	Flecha casi-perm (cm):	0.045
Chi Z:	0.99	Coefficiente Flecha casi-permanente:	0.04
β Pandeo plano XZ local:	0.53	Flecha casi-perm/L 1/	7.956
Chi Y:	0.71	Límite Flecha casi-permanente:	300
Coefficiente Pandeo:	0.00	Comprobaciones:	Cumple
Pandeo lateral			
ELU desfavorable:			
β Pandeo lateral:	0.00		
Chi lateral:	1.00		
Coefficiente Pandeo lateral:	0.00		
Comprobaciones:	Cumple		

Ilustración 50. Pantallas de peritación de vigas

Sin embargo, se hace patente que estas han sido sobredimensionadas y se optimiza la estructura, pudiéndose reducir el perfil hasta una IPE 140.

O en el muro de carga correspondiente al pórtico 3º, donde los dinteles de los huecos practicados en el mismo, están ejecutados con la misma sección IPE240, y los cuales son susceptibles de redimensión.

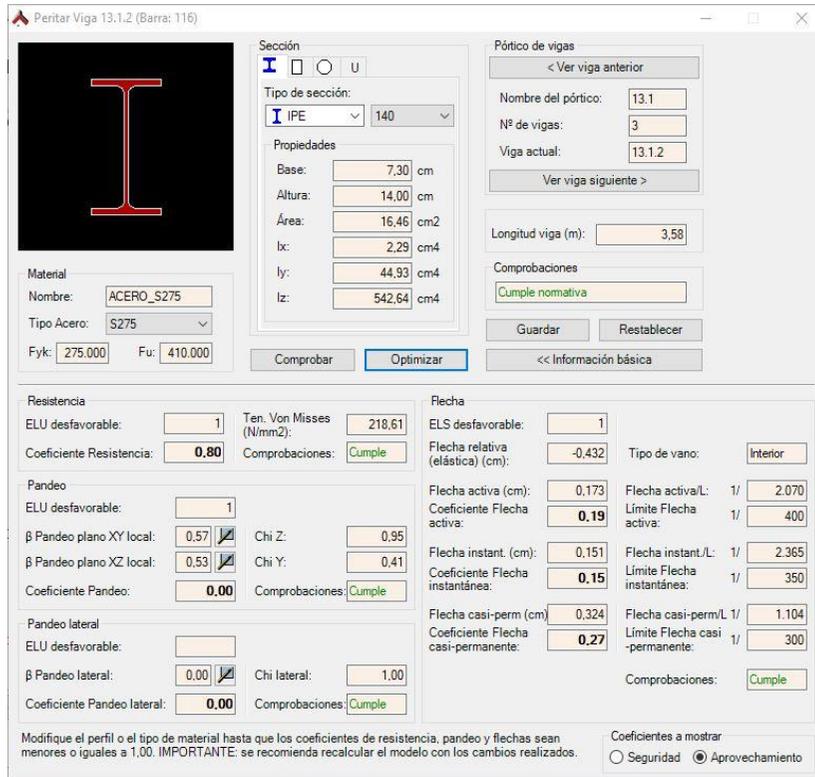


Ilustración 51. Pantallas de peritación de vigas

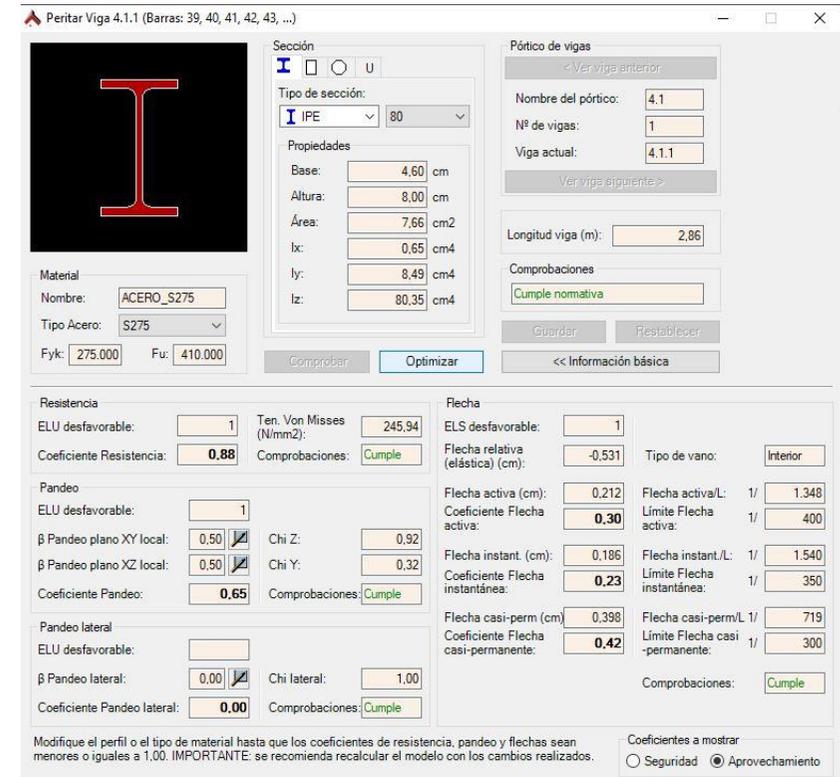


Ilustración 52. Pantallas de peritación de vigas

Respecto a los elementos de madera y atendiendo al Documento Básico Seguridad Estructural Maderas CTE – DB-SE-M, para poder comprobar la idoneidad de las mismas, se somete a comprobación la que mayores esfuerzos soporta y se dispone:

COMBINACIONES DE HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

- Combinación 1: 1,35 CP
- Combinación 2: 1,35 CP + 1,50 SU

COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD DE LA MADERA.

Estados límites últimos.

- Combinaciones fundamentales: 1,3
- Combinaciones accidentales: 1,0

Estados límites de servicio: 1,0

En nuestro caso se considera una madera maciza y un coeficiente parcial de seguridad para acciones persistentes y transitorias $\lambda = 1,3$

Tabla 2.2 Clases de duración de las acciones

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

Ilustración 53. Tabla CTE- DB-SE-M (Ministerio de Fomento, 2009)

FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LA MADERA.

Cada elemento estructural considerado debe asignarse a una de las clases de servicio asignada al elemento estructural, en función de las condiciones ambientales previstas. Se asigna la siguiente.

Clase de servicio 1 - Se caracteriza por un contenido de humedad en la madera correspondiente a una temperatura de 20 °C y una humedad relativa del aire que solo exceda el 65% unas pocas semanas al año.

El valor de cálculo, X_d , de una propiedad del material (resistencia) se define como:

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

Dónde:

X_k = valor característico de la propiedad del material.

γ_M = coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material, que en nuestro caso, tratándose de madera maciza, se le asigna el valor de 1,30.

k_{mod} = los factores de modificación de las propiedades de la madera considerados teniendo en cuenta madera maciza y clase de servicio 1, han sido los siguientes:

- Duración permanente: 0,6
- Duración larga: 0,7
- Duración media: 0,8
- Duración corta: 0,9
- Duración instantánea: 1,1

Si una combinación de acciones incluye acciones pertenecientes a diferentes clases de duración, el factor K_{mod} corresponderá a la acción de más corta duración.

Tabla E.1 Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo. Valores de las propiedades asociadas a cada Clase Resistente

Propiedades	Clase resistente	Clase resistente											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistencia, en N/mm^2													
- Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
- Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
- Tracción perpendicular.	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
- Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	22	22	23	25	26	27	29
- Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
- Cortante	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Rigidez, en kN/mm^2													
- Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
- Módulo de elasticidad paralelo 5 ^o -percentil	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
- Módulo transversal medio	G_{medio}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad, en kg/m^3													
- Densidad característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
- Densidad media	ρ_{medio}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Ilustración 54. Tabla CTE- DB-SE-M (Ministerio de Fomento, 2009)

COMPROBACIONES REALIZADAS.

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN

Deberá cumplirse la siguiente condición: $\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$

Dónde:

$\sigma_{m,d}$ = tensión de cálculo a flexión = M_d/W

$f_{m,d}$ = resistencia de cálculo a flexión = X_k

COMPROBACIÓN A CORTANTE

Deberá cumplirse la siguiente condición: $\zeta_d \leq f_{v,d}$

Dónde:

ζ_d = tensión de cálculo a cortante = $1,5 \times Q_d / b \times h$

$f_{v,d}$ = resistencia de cálculo a cortante = $K_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_M$

COMPROBACIÓN A DEFORMACIÓN

Se comprueba que la flecha relativa sea menor que:

INTEGRIDAD: $L/400$ (Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas).

CONFORT DE LOS USUARIOS: $L/350$.

APARIENCIA DE LA OBRA: $L/300$.

JUSTIFICACIÓN DEL CÁLCULO ESTÁTICO

TRAMO	Empotrada-Apoyada
BASE	$b = 270 \text{ mm}$
ALTURA	$h = 350 \text{ mm}$
AREA	$A = b \times h = 94.500 \text{ mm}^2$
LUZ	$L = 5'31\text{m} = 5310 \text{ mm}$
CLASE RESISTENTE	Se estima $Cr = 27$
CLASE SERVICIO	1
DENSIDAD MEDIA	$\rho_m = 4'5 \text{ KN/m}^3$
MODULO DE ELASTICIDAD	$E = 12 \text{ KN/mm}^2$
MOMENTO RESISTENTE	$W = (bxh^2)/6 = 5'53 \times 10^6 \text{ mm}^3$
MOMENTO DE INERCIA	$I = (bxh^3)/12 = 9'65 \times 10^8 \text{ mm}^4$
RESISTENCIA A CORTANTE	$f_{vk} = 4'0 \text{ N/mm}^2$
RESISTENCIA A FLEXION	$f_{mk} = 27 \text{ N/mm}^2$

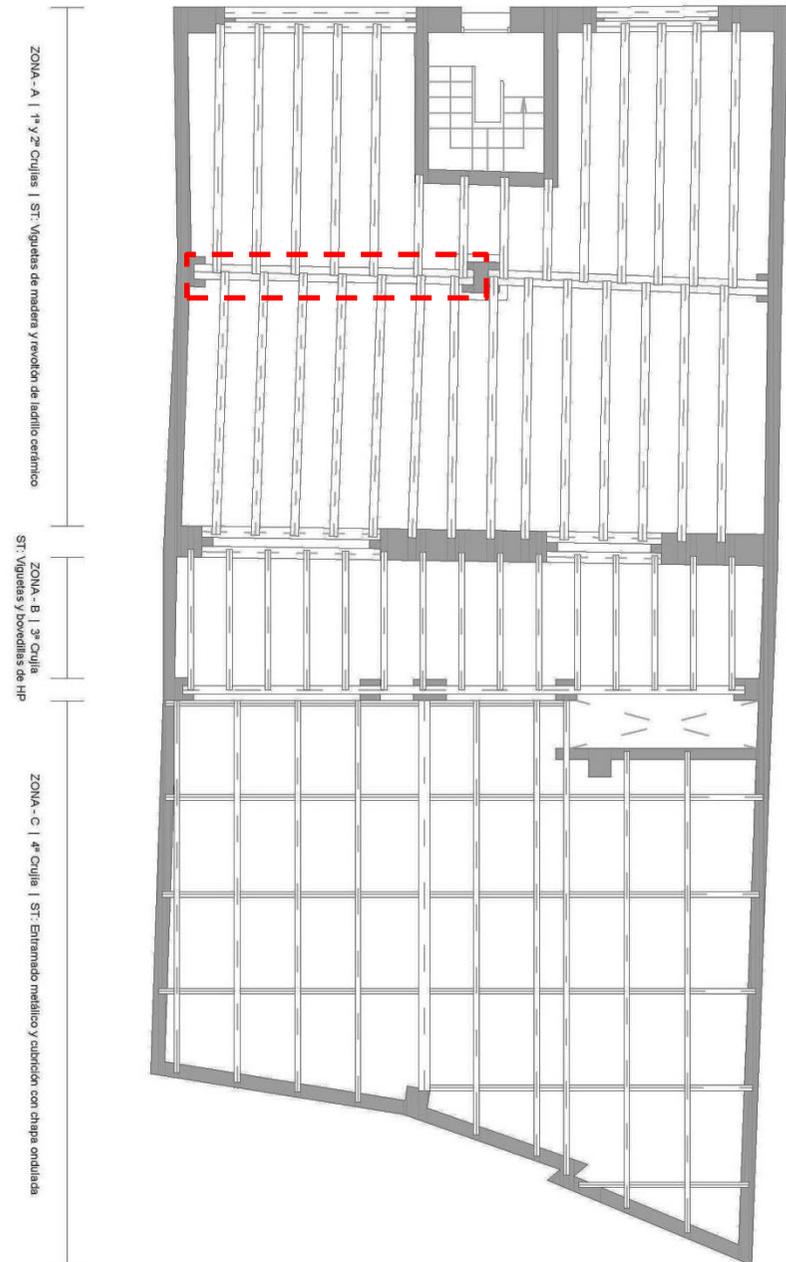


Ilustración 55. Plano de estructura

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, COMPROBACION A FLEXIÓN SIMPLE DE TENSIONES PARALELAS A LA FIBRA, EN EL ESTADO ACTUAL

Hipótesis 01: Cargas permanentes. Duración permanente.

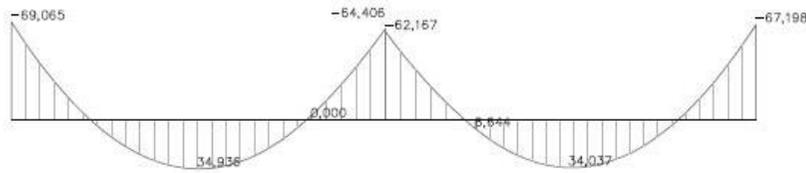


Ilustración 56. Gráfica de momentos Peso propio mayorado

El momento máximo de flexión se obtiene del programa de cálculo:

$$Md1 = 69'065 \text{ kN} \times \text{m} = 69'065 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm}$$

- La tensión de cálculo para la combinación de hipótesis 1:

$$\sigma d1 = Md1/W = 69'065 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm} / 5'53 \times 10^6 \text{ mm}^3 = 12'48 \text{ N/mm}^2$$

- La resistencia de cálculo a flexión para la combinación de hipótesis 1:

$$fmd1 = K_{mod,p} \times (f_{mk}/\gamma_m) = 0,6 \times (27 \text{ N/mm}^2 / 1,30) = 12'46 \text{ N/mm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$\sigma d1 = 12'48 \text{ N/mm}^2 < fmd1 = 12'46 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Hipótesis 02: Sobrecarga de uso. Duración media.

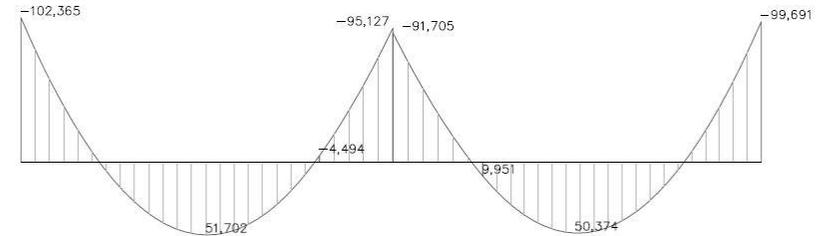


Ilustración 57. Gráfica de momentos Peso propio y uso mayorado

$$Md2 = 102'365 \text{ kN} \times \text{m} = 102'365 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm}$$

- La tensión de cálculo para la combinación de hipótesis 2:

$$\sigma d2 = Md2/W = 102'365 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm} / 5'53 \times 10^6 \text{ mm}^3 = 18'51 \text{ N/mm}^2$$

- La resistencia de cálculo a flexión para la combinación de hipótesis 2:

$$fmd2 = K_{mod,v} \times (f_{mk}/\gamma_m) = 0,8 \times (27 \text{ N/mm}^2 / 1,30) = 16'61 \text{ N/mm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$\sigma d2 = 18'51 \text{ N/mm}^2 > fmd2 = 16'61 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, COMPROBACION A CORTANTE DE TENSIONES TANGENCIALES A LA FIBRA, EN EL ESTADO ACTUAL

Combinación hipótesis 01

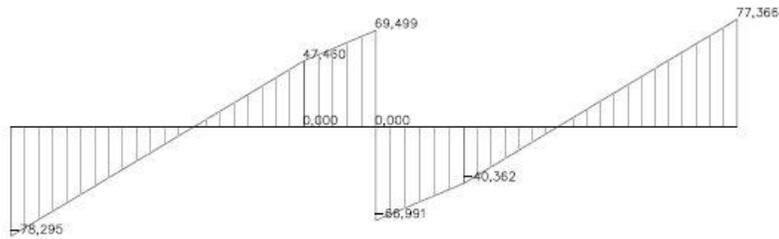


Ilustración 58. Gráfica de cortantes Peso propio mayorado

El cortante máximo se obtiene del programa de cálculo:

$$T_{d1} = 78'295 \text{ kN} = 78.295 \text{ N}$$

- La tensión de cálculo a cortante para la combinación de hipótesis 01:

$$\zeta_{d1} = 1,5 \times T_{d1}/A = 1,5 \times 78.295 \text{ N} / 94.500 \text{ mm}^2 = 1'24 \text{ N/mm}^2$$

- La resistencia de cálculo a cortante para la combinación de hipótesis 01:

$$f_{vd1} = K_{mod,p} \times (f_{v,k}/\gamma_m) = 0,6 \times (4,0 \text{ N/mm}^2 / 1,30) = 1'85 \text{ N/mm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$\zeta_{d1} = 1'24 \text{ N/mm}^2 < f_{vd1} = 1'85 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Combinación hipótesis 02

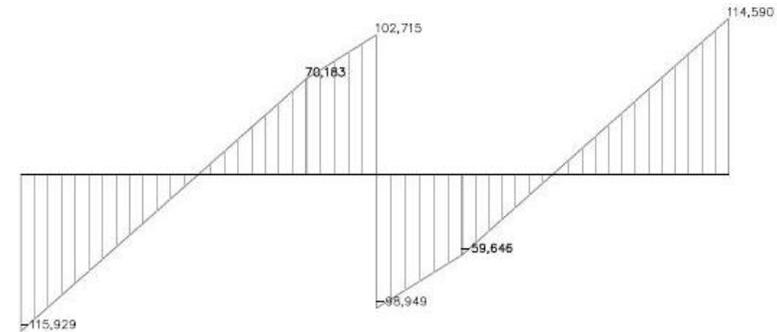


Ilustración 59. Gráfica de cortantes Peso propio y uso mayorado

$$T_{d2} = 115'929 \text{ KN} = 115.929 \text{ N}$$

- La tensión de cálculo a cortante para la combinación de hipótesis 2:

$$\zeta_{d2} = 1,5 \times T_{d2}/A = 1,5 \times 115.929 \text{ N} / 94.500 \text{ mm}^2 = 1'84 \text{ N/mm}^2$$

- La resistencia de cálculo a cortante para la combinación de hipótesis 02:

$$f_{vd2} = K_{mod,p} \times (f_{v,k}/\gamma_m) = 0,8 \times (4,0 \text{ N/mm}^2 / 1,30) = 2'46 \text{ N/mm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$\zeta_{d2} = 1'84 \text{ N/mm}^2 < f_{vd2} = 2'46 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, COMPROBACION DE DEFORMACIONES, EN EL ESTADO ACTUAL

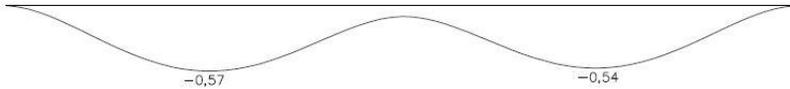


Ilustración 60. Gráfica de la deformada peso propio y uso mayorados

Limitaciones en cuanto a deformaciones establecidas en el CTE DB-SE 4.3.3

INTEGRIDAD para la combinación de acciones características, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa debe ser menor a $L/400$ (Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas).

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/400 = 5310/400 = 13,27 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

CONFORT DE LOS USUARIOS para la combinación de las acciones características, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa debe ser menor a $L/350$.

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/350 = 5310/350 = 15,17 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

APARIENCIA DE LA OBRA, para combinación de las acciones casi permanentes, la flecha relativa debe ser menor a $L/300$.

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/300 = 5310/300 = 17,70 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por consiguiente, la viga de madera analizada **NO cumple** Estados Límites Últimos –flexión y cortante-, pero SI Estado Límites de Servicio.

No hay apariencia visual de un deterioro de la viga en sus encuentros con el muro y el soporte.

A NIVEL DE CONJUNTO

Las plantas del edificio han sido modelizadas de forma análoga en materialidad y forma, cada una con sus cargas correspondientes.

Se observa por tanto que a nivel de conjunto las distribuciones de esfuerzos se encuentran en los mismos rangos en el común de las plantas a excepción de la planta cubierta donde se reducen por soportar la carga de la cubierta únicamente.

MOMENTOS

Se observa que el reparto de momentos en los pórticos es regular en todas las plantas siendo el más significativo el de planta 3ª ya que es el mayor de todos:

En dicha planta, los M_z son mayores en la viga de longitud 5'31 siendo estos de, 53'24 KN/m en el centro del vano y de -108'84 KN/m en el encuentro con el muro y de - 94'32 Kn/m en el apoyo central.

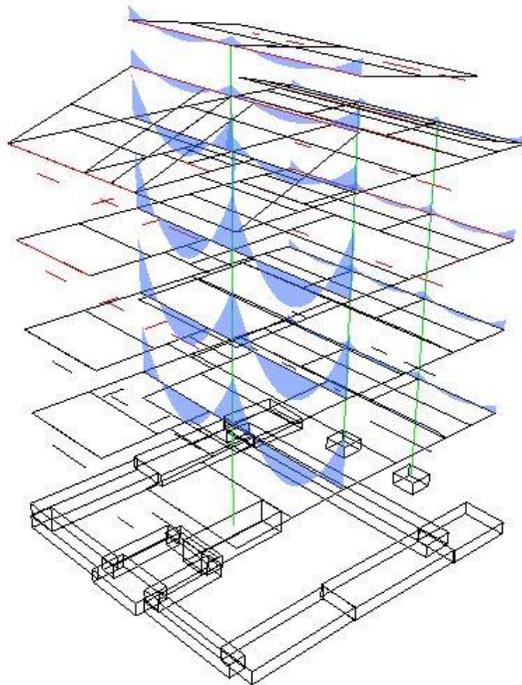


Ilustración 61. Gráficas de momentos del edificio

CORTANTES

Los esfuerzos cortantes V_y en las barras siguen el patrón anterior, siendo mayores en el pórtico central con valores máximos en la planta 3ª, alcanzando valores de 184.37 KN en apoyo central y de -120'54 KN, en el poyo del muro.

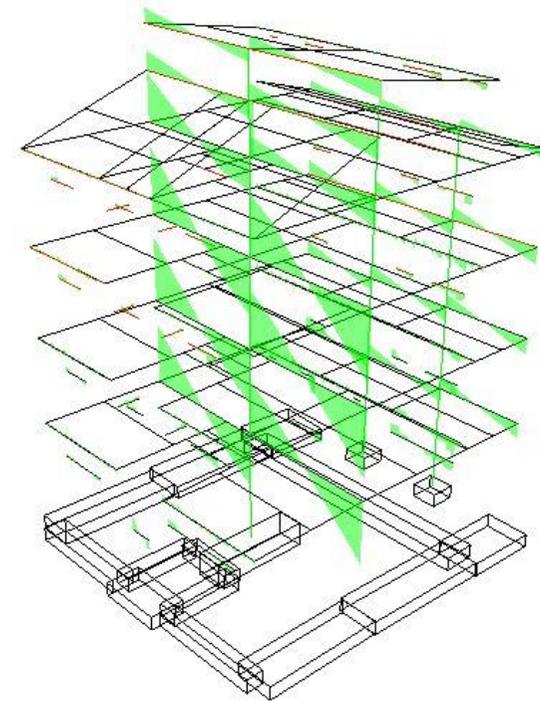


Ilustración 62. Gráficas de cortantes del edificio

AXILES

Los esfuerzos axiales en las barras siguen el patrón anterior, son mayores en el pórtico central siendo máximos en planta 3ª, alcanzando valores de -22'48 KN debido al peso propio y las sobre cargas de uso y nieve de la cubierta.

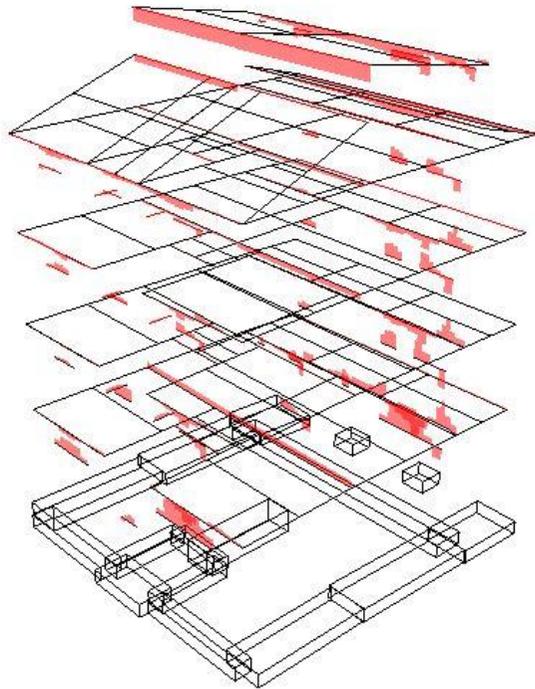


Ilustración 63. Gráficas de axiles en vigas del edificio

DEFORMADA

Como se puede observar las mayores deformaciones se producen en las vigas correspondientes al segundo pórtico de 3ª, donde se produce una flecha relativa de -0'59 cm en la viga de 5'31 m de longitud, siendo igualmente apta al igual que sucede en la planta 1ª, previamente comprobada.

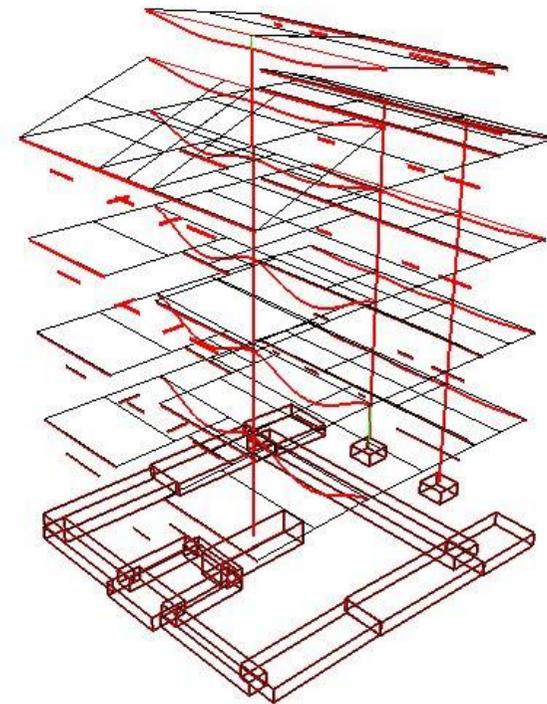


Ilustración 64. Gráficas de la deformada del edificio

06.01.02. SOPORTES

Se calculan los esfuerzos axiles para la combinación ELU 01 carga dominante la de uso.

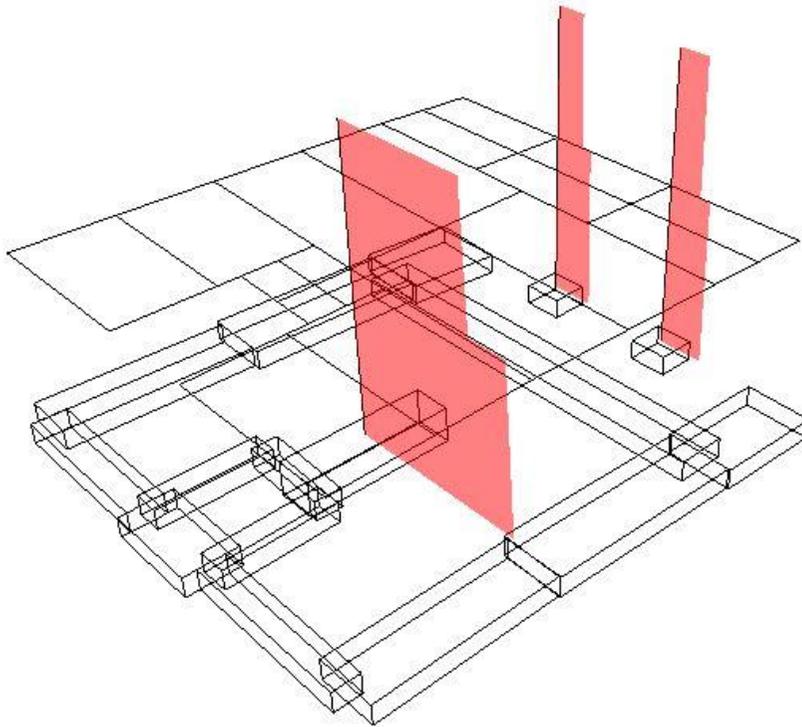


Ilustración 65. Gráficas de axiles en soportes Pb- P1

Se aprecia que el axil, es mayor en la planta baja, debido a la transmisión de cargas entre las plantas. Los valores axiles máximos se alcanzan en el pórtico 2º y son de 904'29 KN, en la cabeza del soporte y de 940'99 KN, en la base del mismo.

PERITACIÓN DE LOS SOPORTES

De forma análoga a lo que sucedía en las vigas, el programa Architrave®, no perita soportes de fábrica cerámica. Por lo tanto, se debe comprobar si son aptos ante E.L.U y E.L.S., atendiendo a lo dispuesto en el CTE DB-SE-F.

Sin embargo, al contrario que su análogo de maderas, solamente se especifican cálculos de comportamiento estructural de muros de fábrica y no de soportes.

En cualquier caso, y como es necesario conocer la idoneidad de respuesta de la estructura existente frente a las cargas dadas, se va a comprobar la capacidad portante del soporte de ladrillo como una facción de muro de dimensiones iguales a las del soporte existente, sometida predominantemente a carga vertical.

“5 Comportamiento estructural

5.2 Muros sometidos predominantemente a carga vertical

5.2.2 Capacidad portante

1- En todo paño de un muro de fábrica, la compresión vertical de cálculo, N_{sd} , será menor o igual que su resistencia vertical de cálculo, N_{Rd} , es decir:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad (5.5)$$

4.6.7 Resistencia de cálculo

1- De acuerdo con SE, la resistencia de cálculo es igual a la característica dividida por el coeficiente parcial de seguridad, γ_M , aplicable al caso, según tabla 4.8

Tabla 4.8 Coeficientes parciales de seguridad (γ_m)

Situaciones persistentes y transitorias ⁽¹⁾	Categoría del control de fabricación ⁽²⁾	I	Categoría de la ejecución		
			A	B	C
Resistencia de la fábrica			1,7	2,2	2,7
Resistencia de llaves y amarres			2,0	2,5	3,0
Anclaje del acero de armar.			2,5	2,5	2,5
Acero (armadura activa y armadura pasiva)			1,7	2,2	
			1,15	1,15	

⁽¹⁾ Para las comprobaciones en situación extraordinaria, los coeficientes de llaves y amarres son los mismos; de las fábricas los coeficientes son 1,2 1,5 y 1,8 respectivamente para las categorías A B y C.
⁽²⁾ Categorías según 8.1.1

Ilustración 66. Tabla CTE BD-SE-F (Ministerio de Fomento, 2009)

8.2.1 Categorías de ejecución

1 Se establecen tres categorías de ejecución: A, B y C, según las reglas siguientes.

Categoría A:

a) Se usan piezas que dispongan certificación de sus especificaciones sobre tipo y grupo, dimensiones y tolerancias, resistencia normalizada, succión, y retracción o expansión por humedad.

b) El mortero dispone de especificaciones sobre su resistencia a la compresión y a la flexotracción a 7 y 28 días.

c) La fábrica dispone de un certificado de ensayos previos a compresión según la norma UNE EN1052-1:1999, a tracción y a corte según la norma UNE EN 1052-4:2001.

d) Durante la ejecución se realiza una inspección diaria de la obra ejecutada, así como el control y la supervisión continuada por parte del constructor.

Categoría B:

a) Las piezas están dotadas de las especificaciones correspondientes a la categoría A, excepto en lo que atañe a las propiedades de succión, de retracción y expansión por humedad.

b) Se dispone de especificaciones del mortero sobre sus resistencias a compresión y a flexotracción, a 28 días.

c) Durante la ejecución se realiza una inspección diaria de la obra ejecutada, así como el control y la supervisión continuada por parte del constructor.

Categoría C:

Cuando no se cumpla alguno de los requisitos establecidos para la categoría B." (Ministerio de Fomento, 2009)

COMBINACIONES DE HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

Combinación 1: 1,35 CP

Combinación 2: 1,35 CP + 1,50 SU

COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD DE LA FÁBRICA.

$\gamma_m = 3'0$

COMPROBACIONES REALIZADAS.

CAPACIDAD PORTANTE DEL SOPORTE

Deberá cumplirse la siguiente condición: $NSd \leq NRd$

Dónde:

NSd = compresión vertical de cálculo = Nd/A

NRd = resistencia vertical de cálculo = fc / γ_m

Para determinar las propiedades mecánicas del ladrillo se ha atendido a los datos dispuestos en el Trabajo Final de Master: "Análisis del comportamiento estructural de la iglesia arciprestal de Sallosa d'en Sarriá, Alicante" de Taimi Gómez Bourg. (Bourg Gómez, 2016)

Tabla 5.6 Propiedades de los materiales para el análisis estructural de la iglesia.

	γ (kg/m ³)	E_o (MPa)	Coef. Poisson	f_c (Mpa)	f_t (Mpa)
Mampostería	2300	10000	0,2	4	0,25
Ladrillo	1800	6000	0,2	2	0,15
Fábrica tejado	2400	6000	0,2	5	4

γ : Densidad.

E_o : Módulo de deformación.

f_c : Resistencia a la compresión.

f_t : Resistencia a la tracción.

Ilustración 67. Tabla de características de materiales (Bourg Gómez, 2016)

JUSTIFICACIÓN DEL CÁLCULO ESTÁTICO

TRAMO	Empotrada-Apoyada
BASE	$b = 55 \text{ cm}$
ALTURA	$h = 67 \text{ cm}$
AREA	$A = b \times h = 3.685 \text{ cm}^2$
ESBELTEZ	$E = 4'20 \text{ m}$
CATEGORIA DE EJEC.	Se estima C
CATEGORÍA DE FABRIC.	II
DENSIDAD	$\rho = 18 \text{ KN/m}^3$
MODULO DE ELASTICIDAD	$E = 6 \text{ KN/mm}^2$
RESISTENCIA A COMPRES.	$f_c = 200 \text{ N/cm}^2$
RESISTENCIA A TRACCIÓN	$f_{mk} = 15 \text{ N/cm}^2$

Combinación hipótesis 01

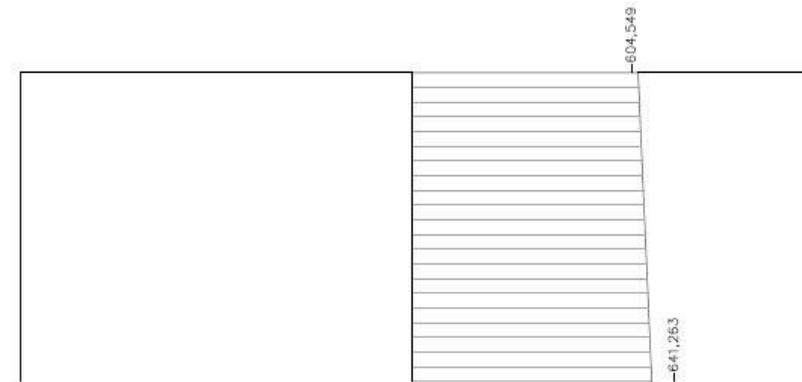


Ilustración 68. Gráfica de axiles en PB

El axil máximo en la cabeza del soporte se obtiene del programa de cálculo:

$$Td1 = 641'265 \text{ kN} = 641.265 \text{ N}$$

- La compresión vertical de cálculo para la combinación de hipótesis 01:

$$NSd = Nd/A = 641.265 \text{ N} / 3.685 \text{ cm}^2 = 170'02 \text{ N/cm}^2$$

- La resistencia vertical de cálculo para la combinación de hipótesis 01:

$$NRd = f_{ck} / \gamma_m = 200 \text{ N/cm}^2 / 3'00 = 66'6 \text{ N/cm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$NSd = 170'02 \text{ N/cm}^2 < NRd = 66'6 \text{ N/cm}^2 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Ante el resultado obtenido, no tiene sentido comprobar el soporte con hipótesis 02, puesto que la carga vertical es mayor que en la hipótesis 01. Por lo tanto, se determina que **el soporte no cumple con las exigencias mínimas del CTE.**

Cabe destacar la existencia de un recredido de hormigón en el perímetro de la base del soporte que, a priori, proporciona resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del conjunto en su estado actual, ya que in situ, no se aprecian muestras de fatiga del material. Este hecho no condiciona los valores obtenidos previamente, y por lo tanto, y del lado de la seguridad, se determina que el soporte no cumple con las exigencias mínimas del CTE.

A NIVEL DE CONJUNTO

AXILES

Los esfuerzos axiles son menores en la planta bajo cubierta, adoptando su valor máximo en planta baja como ya se ha mencionado en el apartado anterior.

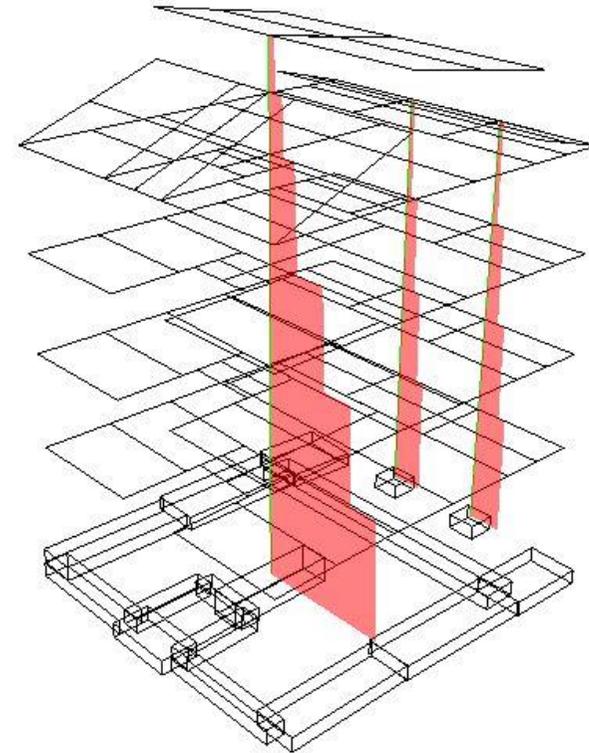


Ilustración 69. Gráfica de axiles en soportes del conjunto

06.01.03. MUROS

El análisis de los esfuerzos que soportan los muros de carga se realiza con la combinación ELU01 con carga dominante de uso. Las solicitaciones principales son las de igual dirección que la gravedad.

A diferencia de los puntos anteriores, para entender cómo trabaja el muro hay que estudiarlo a nivel de conjunto ya que este es un continuo en toda su esbeltez.

Se analizaran los valores de las Tensiones S_x , en el eje "x" ya que en el eje "y" se encuentra arriostrado por dos edificaciones similares en forma y altura. Como se puede ver en la Ilustración 70, son en casi todos sus puntos nulos, apareciendo ciertas tracciones (graficadas en rojo) en los dinteles de los huecos practicados en el muro, con valores de hasta $0'612 \text{ N/mm}^2$, inferiores a la característica del material.

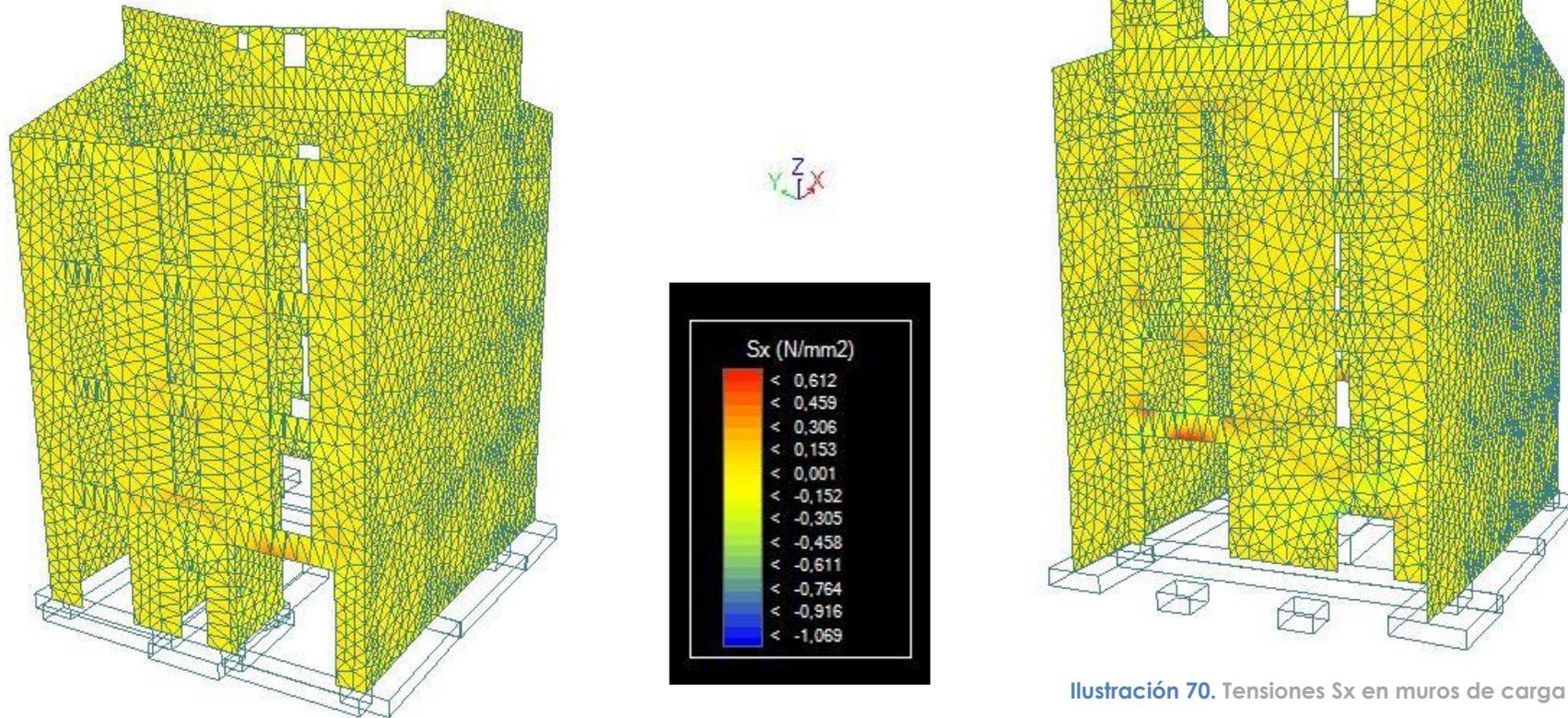


Ilustración 70. Tensiones S_x en muros de carga

A continuación, se analizan las deformaciones verticales del muro (Dz), a través de la combinación ELS01 con carga dominante uso.

Se aprecia que la zona de mayores deformaciones se produce en el muro correspondiente al 3er pódico, en su coronación, a diferencia del muro de fachada donde las deformaciones son más simétricas. El muro trasero dispone un número mayor de huecos de dimensiones dispares y forma aleatoria.

La máxima deformación que se alcanza en este muro es de 0'55 cm mientras que en la principal es de 0'44 cm, siendo ambas menores que las admisibles a 1/300 las cuales producen fisuraciones.

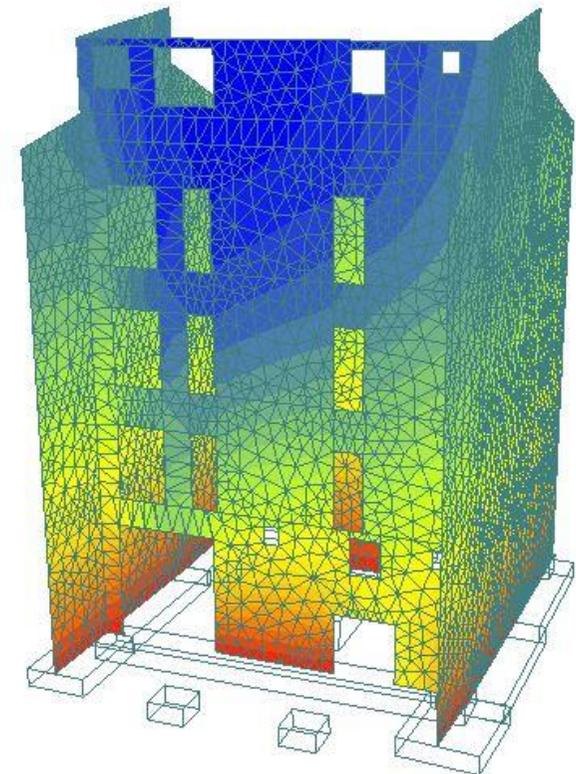
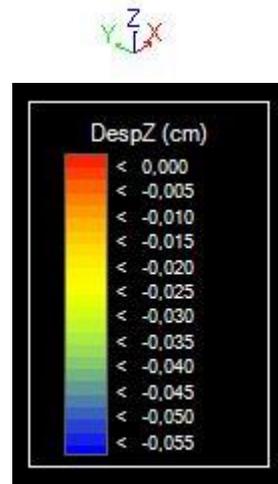
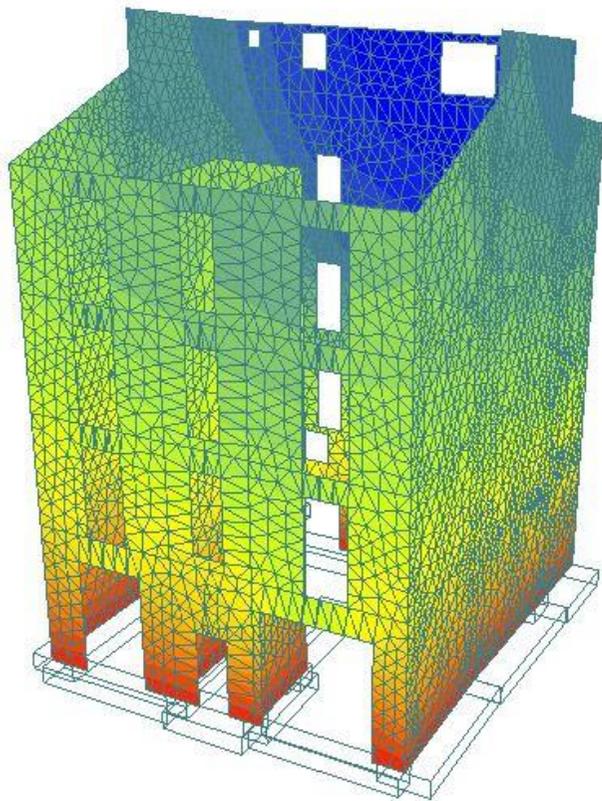


Ilustración 71. Desplazamientos en z en muros de carga

Por último, se analizan los desplazamientos horizontales en el eje "x" perpendicular a los muros de carga (Dx), para la combinación ELS01 dominante el uso.

Se observan desplazamientos en la coronación de fachada principal y núcleo de escalera, donde se alcanzan valores de 0'012 cm.

Mientras que en la fachada posterior se alcanzan valores de 0'008 cm. Suponiendo que el centro de coordenadas se encuentra en el centro del edificio, los resultados obtenidos significan que ambas hojas no están suficientemente arriistradas por los forjados y el desplazamiento se incrementa a medida que se avanza en altura, ya que se descentra la carga y por lo tanto se están abriendo hacia el exterior.

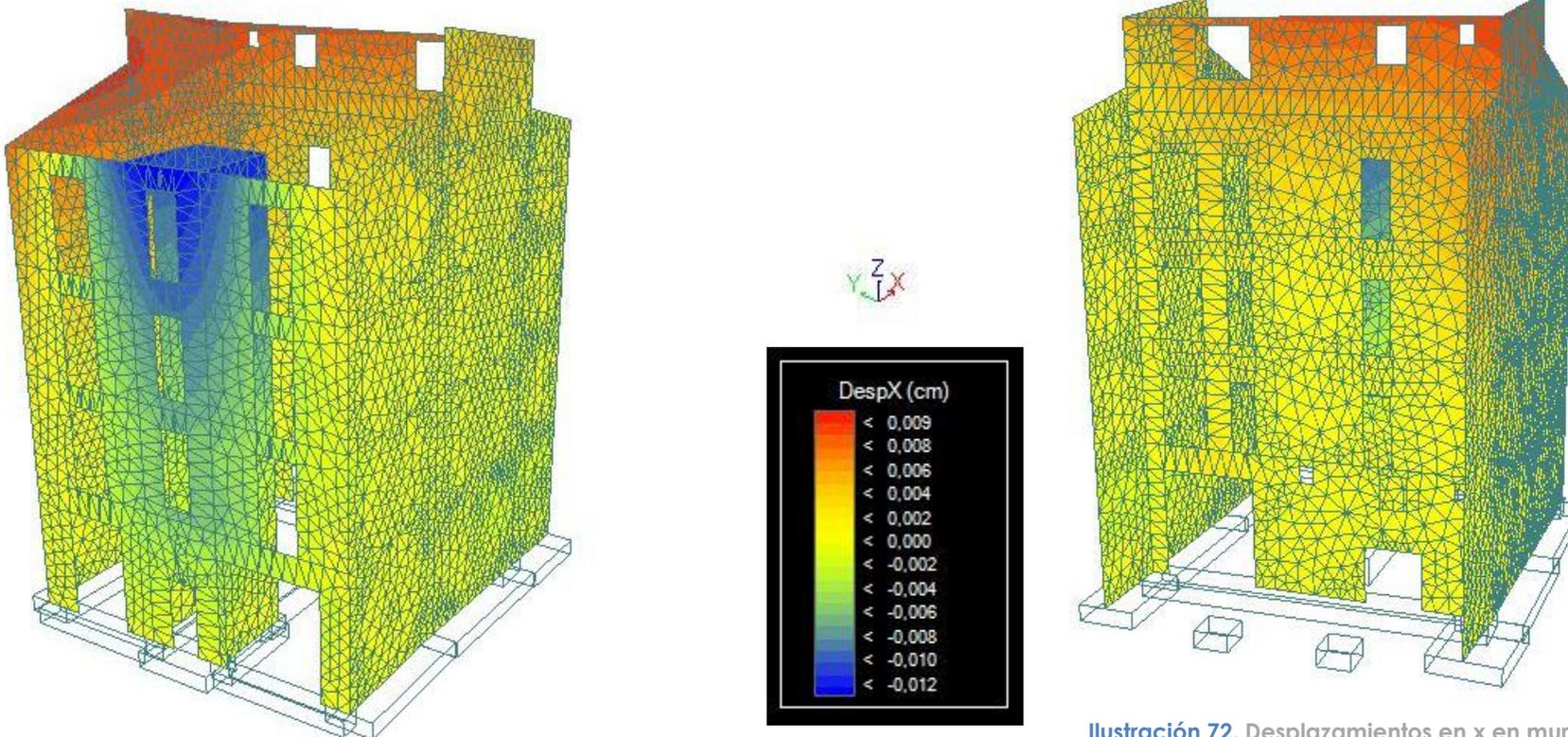


Ilustración 72. Desplazamientos en x en muros de carga

Esta conclusión se hace patente al comprobar in-situ, la fisura vertical en la traba de la fábrica correspondiente al núcleo de escalera, donde se aprecia un claro desplazamiento entre las dos bandas de muros.



Ilustración 73. Núcleo de escalera

PERITACIÓN DE LOS MUROS

Tal y como indica el CTE y de forma análoga a lo que sucedía para otros casos, el programa Architrave®, no perita muros de fábrica. Por lo tanto, se debe comprobar si son aptos ante E.L.U y E.L.S., atendiendo a lo dispuesto en el CTE DB-SE-F.

COMPROBACIONES A ELS

"4.3 Aptitud al servicio

4.3.3.2 Desplazamientos horizontales

1- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 4.1) es menor de:

- a) desplome total: $1/500$ de la altura total del edificio;
- b) desplome local: $1/250$ de la altura de la planta, en cualquiera de ellas." (Ministerio de Fomento, 2009)

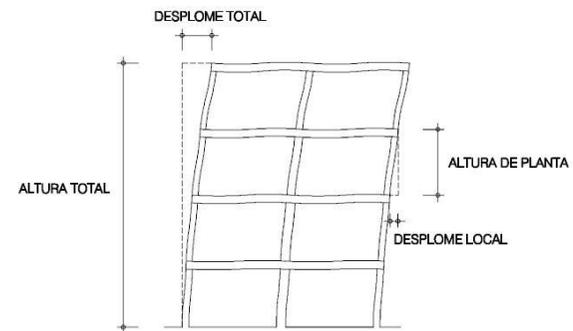


Figura 4.1 Desplomes

Ilustración 74. Monográfico CTE BB SE (Ministerio de Fomento, 2009)

La altura total de la fachada principal es de 14'90 m mientras que la altura de planta a planta donde mayor desplazamiento se produce es de 3'20 m. Los desplazamientos son para ELS 01 de 0'012 cm y de 0'008 cm por lo tanto:

$$Dt = 1490 \text{ cm} / 500 = 2'98 \text{ cm} > 0'012 \text{ cm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$DI = 320 \text{ cm} / 250 = 1'28 \text{ cm} > 0'008 \text{ cm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANTE ELU

Para la evaluación del comportamiento del muro, tomamos como referencia los valores dados por Bourg (Bourg Gómez, 2016) donde se describen las características de los elementos que componen la estructura y se comparan con las tensiones máximas obtenidas en el modelo de cálculo.

Tabla 5.6 Propiedades de los materiales para el análisis estructural de la iglesia.

	γ (kg/m ³)	E_o (MPa)	Coef. Poisson	f_c (Mpa)	f_t (Mpa)
Mampostería	2300	10000	0,2	4	0,25
Ladrillo	1800	6000	0,2	2	0,15
Fábrica tejado	2400	6000	0,2	5	4

γ : Densidad.

E_o : Módulo de deformación.

f_c : Resistencia a la compresión.

f_t : Resistencia a la tracción.

Ilustración 76. Tabla de características de materiales (Bourg Gómez, 2016)

Se observa que la tensión en el eje perpendicular al pórtico (S_x) máxima se alcanza en la planta baja del pórtico 3º, en la zona del dintel del hueco de mayor dimensión. Esta tensión se corresponde con una tensión de tracción de valor 0'612 N/mm² y por lo tanto es superior a la resistencia a tracción del material.

Si bien es cierto que estos valores no son aptos y comprometen la seguridad de los usuarios, solo se alcanzan en puntos concretos, los cuales además ya se encuentran apeados y han sido modelizados, siendo en el resto del muro valores casi nulos y por tanto asumibles.

Se puede concluir que los muros en su conjunto tienen un comportamiento adecuado frente a Estados Límite, con la salvedad de puntos concretos, los cuales se entienden estables porque durante el cálculo de la estructura, la viga dintel de este punto con máxima tensión es objeto de redimensionado pudiendo reducir la sección existente, como ya se ha expuesto.

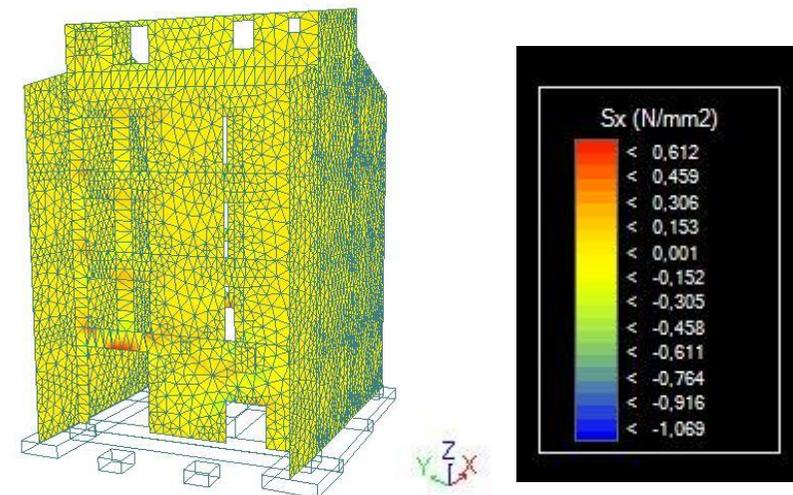


Ilustración 75. Solicitaciones en SX

06.02. ESTADO FINAL

Para el análisis de lo que se ha denominado como estado final, se ha vuelto a modelizar la estructura variando las cargas correspondientes al peso propio sobre las áreas de reparto. Esto es debido a que, en el estado propuesto para cambio de uso, se ha reducido dicho peso, tal y como se ha expuesto en el capítulo 05 de evaluación de cargas.

A nivel de conjunto, el funcionamiento es similar que en el estado actual ya que solamente se reducen las cargas de peso propio en planta primera y por lo tanto no se añaden esfuerzos nuevos.

Habiéndose analizado con anterioridad el conjunto completo, se van a comprobar los datos concretos que indiquen la idoneidad o no, del cambio de uso.

06.02.01. FORJADO ENTRE PB Y P1

PERITACIÓN DE LAS VIGAS

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, COMPROBACION A FLEXIÓN SIMPLE DE TENSIONES PARALELAS A LA FIBRA, EN EL ESTADO FINAL

Hipótesis 01: Cargas permanentes. Duración permanente.
Los nuevos momentos son menores y por lo tanto siguen cumpliendo. → CUMPLE

Hipótesis 02: Sobrecarga de uso. Duración media.

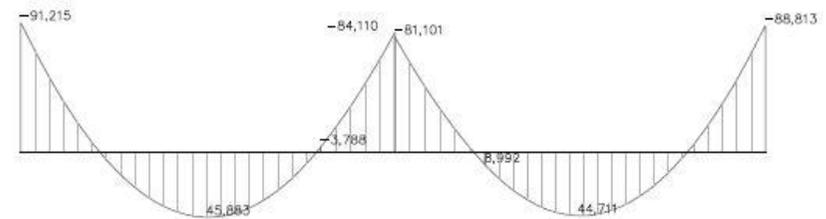


Ilustración 77. Gráfica de momentos estado final PP y USO mayorados

$$M_{d2} = 91'215 \text{ kN} \times \text{m} = 91'215 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm}$$

- La tensión de cálculo para la combinación de hipótesis 2:

$$\sigma_{d2} = M_{d2}/W = 91'215 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm} / 5'53 \times 10^6 \text{ mm}^3 = 16'46 \text{ N/mm}^2$$

- La resistencia de cálculo a flexión para la combinación H02:

$$f_{md2} = K_{mod,v} \times (f_{mk}/\gamma_m) = 0,8 \times (27 \text{ N/mm}^2 / 1,30) = 16'61 \text{ N/mm}^2$$

- La verificación de la condición:

$$\sigma_{d2} = 16'46 \text{ N/mm}^2 < f_{md2} = 16'61 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, COMPROBACION A CORTANTE DE TENSIONES TANGENCIALES A LA FIBRA, EN EL ESTADO FINAL

Combinación hipótesis 01 → **CUMPLE**

Combinación hipótesis 02 → **CUMPLE**

La nuevos cortantes son menores que en el estado actual por lo tanto siguen cumpliendo.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, COMPROBACION DE DEFORMACIONES, EN EL ESTADO FINAL

La nueva flecha relativa es de 0'50 cm = 5 mm, por lo tanto:

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/400 = 5310/400 = 13,27 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/350 = 5310/350 = 15,17 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$f_{rel} = 5,70 \text{ mm} < L/300 = 5310/300 = 17,70 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por consiguiente, la viga de madera analizada **CUMPLE** Estados Límites Últimos –flexión y cortante-, y Estado Límites de Servicio.

06.02.02. SOPORTES

PERITACIÓN DEL SOPORTE

Combinación hipótesis 01



Ilustración 78. Gráfica de soporte estado final mayorado PP

El axil máximo del soporte se obtiene del programa de cálculo:

$$T_{d1} = 618'764 \text{ kN} = 618.764 \text{ N}$$

- La compresión vertical de cálculo para la hipótesis 01:

$$N_{Sd} = N_d/A = 618.764 \text{ N} / 3.685 \text{ cm}^2 = 167'914 \text{ N/cm}^2$$

- La resistencia vertical de cálculo para la combinación de hipótesis 01: $N_{Rd} = f_{ck}/\gamma_m = 200 \text{ N/cm}^2 / 3'00 = 66'66 \text{ N/cm}^2$

$$N_{Sd} = 167'914 \text{ N/cm}^2 > N_{Rd} = 66'66 \text{ N/cm}^2 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Ante el resultado obtenido, no tiene sentido comprobar el soporte con hipótesis 02, puesto que la carga vertical es mayor que en la hipótesis 01. Por lo tanto, se determina que **el soporte no cumple con las exigencias mínimas del CTE.**

Cabe destacar la existencia de un recredido de hormigón en el perímetro de la base del soporte que, a priori, proporciona resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del conjunto en su estado actual, ya que in situ, no se aprecian muestras de fatiga del material. Este hecho no condiciona los valores obtenidos previamente, y por lo tanto, y del lado de la seguridad, se determina que el soporte no cumple con las exigencias mínimas del CTE.

06.02.03. MUROS

La distribución de las sollicitaciones en el conjunto del muro son las mismas que para el modelo de estado actual, pero del mismo modo que se reducen las cargas, se reducen las sollicitaciones en la membrana siendo el valor para el punto más desfavorable de $0'489 \text{ N/mm}^2$. Este valor sigue siendo superior que la resistencia a tracción del material equivalente a $0'25 \text{ N/mm}^2$ sin embargo tal y como se comenta anteriormente, se puede concluir que, los muros en su conjunto tienen un comportamiento adecuado frente a Estados Límite, con la salvedad de puntos concretos, los cuales se entienden estables ya que se encuentran apeados por otro elemento estructural.

Respecto a las deformaciones totales y locales cabe mencionar lo mismo que son menores, por lo tanto siguen siendo aptas.

La diferencia entre los valores obtenidos mediante el cálculo del estado actual y el final, son prácticamente similares, ya que la variación de cargas es muy pequeña.

CAPÍTULO 07. CONCLUSIONES.

En el trabajo realizado se lleva a cabo el análisis estructural de un edificio ubicado en el Paseo de la Pechina nº11 de Valencia, que data de 1889 y del cual se desconoce el arquitecto.

Su composición arquitectónica dista de las que por época se estaban desarrollando en el interior de la ciudad, ya que hay que recordar que en el momento de su ejecución este se encontraba a las afueras de la misma. Sin embargo, no se trata de una "obra suelta", ya que dentro del conglomerado de manzana ésta forma parte de un conjunto de 4 edificaciones idénticas. Su tipología estructural de carácter bajo, en cuanto a economía se refiere; se compone de muros de carga y soportes de ladrillo, forjados de escuadras de madera con revoltón cerámico como entrevigado. Además, de una crujía ejecutada mediante entrevigado de hormigón. La cual supone una ampliación sobre las dimensiones originales del edificio.

Previo al análisis estructural se desarrolla una fase de levantamiento y toma de datos, que permite esgrimir un modelo estructural lo más fiel posible a la realidad construida, pese a la imposibilidad de detallar de forma exacta los espesores y las características de ciertos materiales.

La complejidad del modelo estructural obtenido no está en su tipología, de carácter sencillo por la simplicidad de la estructura, sino en la materialidad que le dan forma. Previamente al cálculo del funcionamiento estructural se han tomado datos en base a distintas bibliografías de autores que han tratado o analizado estos materiales.

Durante el desarrollo del presente trabajo, no se tiene en cuenta el efecto de las acciones horizontales derivadas del viento. Esto a expensas de lo que indica el CTE, en cuanto a la tipología y el entorno de la edificación, se justifica tras la puesta en carga del edificio.

En esta se comprueba que los elementos de acero existentes como vigas, del tipo IPE 240 están sobredimensionados pudiendo ser susceptibles de reducción. Por otro lado, se comprueba además que las vigas de madera existentes y el soporte de ladrillo no son aptos ante Estados Límite Últimos.

El conjunto de los resultados obtenidos indica que, pese a la reducción de cargas que supone el nuevo uso de vivienda sobre el estado actual de oficina, no se cumplen las comprobaciones de seguridad pertinentes dispuestas en el CTE.

Pese a todo esto, hay que pensar que el conjunto no se diseña en base a la normativa actual, ni siquiera en base a las Normas Básicas de la Edificación, normativa previa a la actual; por lo tanto se constituye una tarea complicada que las estructuras tradicionales puedan albergar el grado de aptitud que se exige en el CTE.

La realidad es que el edificio acaece de distintos procesos patológicos que se encuentran activos. Estos no se han tenido en cuenta para el modelizado de la estructura debido a la complejidad que radicaba su análisis.

Tras las inspecciones visuales llevadas a cabo durante el levantamiento, es evidente que, aunque la estructura hubiese resultado APTA ante un cambio de uso, se debe acometer de forma inmediata una intervención de refuerzo estructural que permita garantizar la seguridad de los usuarios que habitan el edificio.

Se puede concluir, por tanto, que el conjunto **no cumple los requisitos exigidos según la normativa actual y por lo tanto se hace inviable albergar un cambio de uso a residencial.**

A nivel personal, puedo concluir que he desenmascarado el miedo que sentía al inicio de este proyecto, relacionándolo con el desconocimiento hacia este tipo de materiales y métodos de análisis.

El desarrollo del mismo, me ha permitido disfrutar de mi pasión por la historia de la ciudad de Valencia y ha despertado en mí un interés voraz por el análisis de este tipo de estructuras mediante modelos de elementos finitos. Siempre los había observado sin hacer mayor hincapié en el gran potencial de análisis que ofrece y me quedo con ganas de seguir aprendiendo, para poder evaluar de forma mucho más precisa los resultados obtenidos en el modelo de cálculo.

Como futuras líneas de trabajo y una vez obtenido el estado de cargas actual y previsto, quedan pendientes el estudio y viabilidad de la ejecución de refuerzos que permitan garantizar la seguridad de los usuarios del edificio. Como propuesta de intervención dicho estudio consistiría en la disposición de apeos tanto en forjados como en soportes mediante perfilaría metálica.



Ilustración 79. Fotografías de las vistas en cubierta

CAPÍTULO 08. BIBLIOGRAFÍA.

08.01. BIBLIOGRAFÍA

- Ajuntament de València. (24 de 06 de 2018). *Ajuntament de València: Historia - Los Orígenes*. Obtenido de <https://www.valencia.es/ayuntamiento/laciudad.nsf/vDocumentosTituloAux/origenes?opendocument&nivel=3&lang=1>
- Ayuntamiento de Valencia. (2018). *Area de urbanismo de la ciudad de Valencia: Información urbanística*. Consultado el 16 de 07 de 2018, de <https://aytovalencia.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=d2c2a1b4877b42ba80dace1102003b64>
- Bing. (2018). Consultado el 05 de 08 de 2018, de <https://www.bing.com/maps?FORM=Z9LH3>
- Bourg Gómez, T. (2016). *Análisis de comportamiento estructural de la iglesia arciprestal de Sallosa d'en Sarriá, Alicante. TFM*. Valencia: Universitat Politècnica de València.
- Capuz LLadró, R. (2008). *Materiales Orgánicos: Maderas*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Colegio Oficial de Arquitectos de Valencia. (1984). *El Ensanche de la ciudad de Valencia de 1884*. Valencia: Colegio Oficial de Arquitectos.
- Diodato, M. (2015). *Estudio histórico de la madera arquitectónica en la ciudad de Valencia. Tesis*. Valencia: Universidad Politecnica de Valencia.
- Generalitat Valenciana. (2015). *Conselleria d'habitatge Obres públiques i Vertebració del territori*. Consultado el 16 de 07 de 2018, de Registro autonómico de instrumentos de planeamiento urbanístico: <http://www.habitatge.gva.es/es/web/urbanismo/registro-autonomico-de-instrumentos-de-planeamiento-urbanistico>
- Goerlich, D. B. (1992). *La arquitectura del eclecticismo en Valencia: Vertientes de la arquitectura valenciana entre 1875 y 1925* (Segunda ed.). Valencia: Ayuntamiento de Valencia.
- Herrera, J. M., Llopis, A., Martínez, R., Perdigón, L., & Taberner, F. (1985). *Cartografía Històrica de la ciutat de València 1704 - 1910*. Valencia: Ajuntament de València.
- Heyman, J. (1995). *Teoría, historia y restauración de Estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera.
- Juan San José, G. (2017). *El Palacio del Temple Evolución Histórico Constructiva. Tesis*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Libeskind, D. (11 de 06 de 2015). *Plataforma Arquitectura*. Consultado el 18 de 06 de 2018, de <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/768379/frases-daniel-libeskind-y-la-memoria>

Mas-Guindal Lafarga, A. J. (2011). *Mecánica de las estructuras antiguas ó cuando las estructuras no se calculaban*. Madrid: Munilla-Iería.

Ministerio de fomento. (1988). Norma Básica de la Edificación. *Acciones en la edificación NBE-AE/88*. Ministerio de fomento.

Ministerio de Fomento. (2002). *(NCSE-02) Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación*. Madrid.

Ministerio de Fomento. (2009). Código Técnico de la Edificación. *Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación*. Madrid, España: Gobierno de España.

Palaia Pérez, L., Gil Salvador, L., & López Mateu, S. (28 de 01 de 2016). *Youtube*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=cWhxPd2CAn4&t=63s&index=28&list=WL>

Perez-García, A., Alonso Durá, A., Gómez-Martínez, F., Alonso Avalos, J., & Lozano Lloret, P. (2015). *Architrave 2015 "Programa informático de cálculo de estructuras"*. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.

Sede electrónica del Catastro. (2017). *Ministerio de Hacienda*. Consultado el 16 de 11 de 2017, de Sede electrónica del Catastro: Consulta de datos catastrales: <https://www1.sedecatastro.gob.es/CYCBienInmueble/OVCBusqueda.aspx>

Stulz, R., & Mukerji, K. (1993). *Materiales de construcción apropiados: Catálogo de soluciones potenciales*

revisado edición ampliado. SKAT & IT Publications.

Obtenido de

<http://wgbis.ces.iisc.ernet.in/energy/HC270799/HDL/spanish/sk01ms/sk01ms04.htm#Piedra>

Torroja Miret, E. (1957). *Razon y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Ediciones Doce Calles, S.L.

Universitat de València. (2018). *Jardí Botànic de la Universitat de València*. Consultado el 26 de 06 de 2018, de <http://www.jardibotanic.org/index.php?apid=historia>

Vegas, F., & Mileto, C. (2017). *Aprendiendo a restaurar: Un manual de restauración de la arquitectura tradicional de la Comunidad Valenciana*. Valencia: Colegio Oficial de Arquitectos de la Comunidad Valenciana.

Wikipedia. (14 de 05 de 2018). *Historia de la ciudad de Valencia*. Consultado el 24 de 06 de 2018, de https://es.wikipedia.org/wiki/Historia_de_la_ciudad_de_Valencia

08.02. ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Plano topográfico de la ciudad de Valencia – 1861. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985) 8

Ilustración 2. Inicio del derribo de las murallas de Valencia. (WIKIEDIA, 2018)..... 9

Ilustración 3. Plano topográfico de la ciudad de Valencia – 1861. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985) 9

Ilustración 4. Parcelario catastral actual. (Gobierno de España, 2017)..... 10

Ilustración 5. Parcelario ampliado de Plano topográfico de la ciudad de Valencia – 1861. (Herrera, Llopis, Martínez, Perdigón, & Taberner, 1985)..... 10

Ilustración 6. Casa Sagnier Il. C/de la Paz. 1905 11

Ilustración 7. Ubicación inmueble, plano de Valencia. (Bing, 2018)..... 12

Ilustración 8. Fachada del edificio C/ Pechina nº11 13

Ilustración 9. Frente de fachada del conjunto 14

Ilustración 10. Plano de PB del edificio Estado Actual..... 15

Ilustración 11. Plano de P1 del edificio Estado Actual..... 16

Ilustración 12. Plano de Planta tipo del edificio Estado Actual 17

Ilustración 13. Sección del edificio..... 18

Ilustración 14. Fachadas traseras del cuerpo en “L” Palacio del Temple. (Juan San José, 2017)..... 19

Ilustración 15. Plano de Estructura del edificio Estado Actual .. 20

Ilustración 16. Sección forjado crujiás 1-2..... 21

Ilustración 17. Fotografías del forjado en pb..... 21

Ilustración 18. Sección forjado tipo A..... 21

Ilustración 19. Fotografía de viga seccionada 23

Ilustración 20. Sección forjado crujiá 3..... 24

Ilustración 21. Sección forjado tipo B 24

Ilustración 22. Fotografías del forjado en pb..... 24

Ilustración 23. PB del edificio estado actual25

Ilustración 24. Fotografía del Núcleo de la escalera.....26

Ilustración 25. Esquema de colocación - Tipo A – Colocación a Soga | Tipo B – a Tizón. (Vegas & Mileto, 2017).26

Ilustración 26. Fotografía del muro de mampostería26

Ilustración 27. Esquema tipológico - Tipo A – Cajón de mampostería | Tipo B – Verdugada de ladrillo. (Vegas & Mileto, 2017).26

Ilustración 28. Fotografías de los distintos tipos de soportes existentes.....27

Ilustración 29. Sección detalle de la cubierta del edificio28

Ilustración 30. Fotografías de las cubiertas del edificio.....28

Ilustración 31. Planta Baja estado reformado29

Ilustración 32. Planta primera propuesta de reforma..... 30

Ilustración 33. Modelizado del edificio.....31

Ilustración 34. Modelizado del edificio.....32

Ilustración 35. Modelizado del edificio.....32

Ilustración 36. Tabla NBE-AE-88 (Gobierno de España, 88)35

Ilustración 37. Tabla CTE DB-SE-AE. (Ministerio de Fomento, 2009)36

Ilustración 38. Tabla NBE-AE-88 (Gobierno de España, 88)36

Ilustración 39. Tabla CTE DB-SE-AE. (Ministerio de Fomento, 2009)37

Ilustración 40. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009) ..38

Ilustración 41. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009) ..39

Ilustración 42. Tabla CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009) ..39

Ilustración 43. Tabla CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009) ..39

Ilustración 44. Texto CTE DB-SE. (Ministerio de Fomento, 2009) ..40

Ilustración 45. Modelo alámbrico para dimensionado de la St.41

Ilustración 46. Forjado Pb-P1. Gráfica de momentos 42

Ilustración 47. Forjado Pb-P1. Gráfica de axiles..... 43

Ilustración 48. Forjado Pb-P1. Gráfica de cortantes 43

Ilustración 49. Forjado Pb-P1. Deformada	44	Ilustración 74. Monográfico CTE BB SE (Ministerio de Fomento, 2009)	61
Ilustración 50. Pantallas de peritación de vigas	44	Ilustración 76. Tabla de características de materiales (Bourg Gómez, 2016)	62
Ilustración 51. Pantallas de peritación de vigas	45	Ilustración 75. Solicitaciones en SX.....	62
Ilustración 52. Pantallas de peritación de vigas	45	Ilustración 77. Gráfica de momentos estado final PP y USO mayorados	63
Ilustración 53. Tabla CTE- DB-SE-M (Ministerio de Fomento, 2009)	46	Ilustración 78. Gráfica de soporte estado final mayorado PP ...	64
.....	46	Ilustración 79. Fotografías de las vistas en cubierta.....	67
Ilustración 54. Tabla CTE- DB-SE-M (Ministerio de Fomento, 2009)	47		
.....	47		
Ilustración 55. Plano de estructura	48		
Ilustración 56. Gráfica de momentos Peso propio mayorado ..	49		
Ilustración 57. Gráfica de momentos Peso propio y uso mayorado	49		
Ilustración 58. Gráfica de cortantes Peso propio mayorado	50		
Ilustración 59. Gráfica de cortantes Peso propio y uso mayorado	50		
Ilustración 60. Gráfica de la deformada peso propio y uso mayorados.....	51		
Ilustración 61. Gráficas de momentos del edificio	52		
Ilustración 62. Gráficas de cortantes del edificio	52		
Ilustración 63. Gráficas de axiles en vigas del edificio	53		
Ilustración 64. Gráficas de la deformada del edificio	53		
Ilustración 65. Gráficas de axiles en soportes Pb- P1	54		
Ilustración 66. Tabla CTE BD-SE-F (Ministerio de Fomento, 2009)	55		
Ilustración 67. Tabla de características de materiales (Bourg Gómez, 2016).....	56		
Ilustración 68. Gráfica de axiles en PB.....	56		
Ilustración 69. Gráfica de axiles en soportes del conjunto	57		
Ilustración 70. Tensiones Sx en muros de carga	58		
Ilustración 71. Desplazamientos en z en muros de carga.....	59		
Ilustración 72. Desplazamientos en x en muros de carga.....	60		
Ilustración 73. Núcleo de escalera.....	61		