



**Universidad**  
Zaragoza

# Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO DE LAS UNIONES DE ELEMENTOS  
PREFABRICADOS TIPO PANEL COMO USO  
ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN PREFABRICADA  
RESIDENCIAL.

STUDY OF PANEL-TYPE PREFABRICATED ELEMENTS  
JOINTS AS A STRUCTURAL USE FOR PREFABRICATED  
RESIDENTIAL BUILDING

*Autor/es*

DANIEL GALDEANO MONTORI

*Director/es*

Miguel Tejada Molina

Grado en Ingeniería Mecánica

Escuela de ingeniería y arquitectura / Universidad de Zaragoza

2021

# INDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>3</b>
1.1. ORIGEN DEL PROYECTO. ....	3
1.2. OBJETIVOS. ....	3
1.3. ALCANCE.....	3
1.4. METODOLOGÍA.....	3
<b>2. ANTECEDENTES, HISTORIA DEL HORMIGÓN PREFABRICADO Y SU DESARROLLO .....</b>	<b>4</b>
2.1. HISTORIA, SITUACIÓN ACTUAL .....	4
2.1.1. <i>Contexto Histórico de la Prefabricación</i> .....	4
2.1.2. <i>Situación actual de los prefabricados</i> .....	5
2.2. LA PREFABRICACIÓN CON HORMIGÓN .....	5
2.2.1. <i>Edificación Residencial</i> .....	6
2.2.2. <i>Soluciones constructivas</i> .....	7
2.3. PRINCIPALES NORMAS.....	10
<b>3. MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.....</b>	<b>11</b>
3.1. TIPOS DE UNIONES. ....	11
3.1.1. <i>Uniones Mecánicas</i> .....	12
3.1.2. <i>Uniones Soldadas</i> .....	13
3.1.3. <i>UNIONES HORMIGONADAS</i> .....	14
3.2. MODELO DE DISEÑO DE UNIONES PREFABRICADOS SEGÚN SU TIPO.....	15
3.1.1. <i>Modelo para uniones hormigonadas</i> .....	15
3.1.2. <i>Modelo para uniones soldadas</i> .....	17
3.1.3. <i>Modelo para uniones atornilladas</i> .....	21
<b>4. APLICACIÓN DEL MODELO EN UN HIPOTÉTICO CASO DE EDIFICIO RESIDENCIAL CON NÚCLEO RÍGIDO.....</b>	<b>22</b>
4.1. PRESENTACIÓN DEL CASO HIPOTÉTICO PARA SU ANÁLISIS NUMÉRICO NÚCLEO RÍGIDO.....	22
4.1.1. <i>Presentación del caso</i> .....	22
4.1.2. <i>Estimación de cargas</i> .....	25
4.2. PROCESO DE ESTIMACIÓN DE LOS ESFUERZOS QUE SE LLEVAN LAS DISTINTAS JUNTAS. ....	28
4.3. CONEXIONES ENTRE PANEL-PANEL. ....	32
4.3.1. <i>Juntas verticales</i> .....	33
4.3.2. <i>Juntas horizontales</i> .....	37
4.4. CONEXIONES ENTRE EL PANEL Y EL FORJADO.....	42
4.4.1. <i>Diseño de conexión mediante unión hormigonada</i> .....	43
4.4.2. <i>Diseño de conexión mediante unión soldada</i> .....	45
4.4.3. <i>Diseño de conexión mediante unión atornillada</i> .....	47
4.5. CONEXIONES ENTRE PANELES- CIMENTACIÓN.....	48
4.5.1. <i>Diseño de conexión mediante unión hormigonada</i> .....	48
4.5.2. <i>Diseño de conexión mediante unión soldada</i> .....	50
4.5.3. <i>Diseño de conexión mediante unión atornillada</i> .....	53
4.6. CONCLUSIÓN DE LAS UNIONES PARA EL CASO HIPOTÉTICO.....	54
<b>CONCLUSIÓN.....</b>	<b>55</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>56</b>

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. ORIGEN DEL PROYECTO.

El proyecto nace como solución a una escasa documentación que trate las conexiones entre paneles de hormigón prefabricado. Siendo uno de los principales objetivos del proyecto crear un modelo que sirva de ejemplo teórico para la aplicación de ciertos criterios en el ámbito del diseño de uniones de elementos prefabricados. El presente proyecto es una investigación teórica de las uniones a partir de las normas, tanto europeas como las no europeas, para generar un modelo que permita ver la magnitud del concepto de estudio.

## 1.2. OBJETIVOS.

El principal objetivo del proyecto es el desarrollo de un modelo que establezca unos criterios para el diseño de uniones, para conseguir este objetivo, definimos unos objetivos previos:

- Identificación de las necesidades estructurales y el empleo de los paneles como elementos estructurales.
- Realizar un estudio de los diferentes tipos de conexiones existentes: panel-panel, panel-placa y panel-cimentación.
- Realizar un análisis numérico de la capacidad resistente de la unión y disipación plástica bajo cargas dinámicas.

## 1.3. ALCANCE.

Este proyecto está enfocado en las uniones de los paneles de hormigón prefabricado, centrándose sobre todo en los tres tipos de conexiones, mecánicas, soldadas y hormigonadas; basándose sobre todo en las principales normas internacionales para desarrollar un modelo aplicable para su cálculo y diseño.

## 1.4. METODOLOGÍA.

La metodología que se aplica en este proyecto, se puede organizar bajo diferentes apartados:

- El primero enfocado en un estudio de las diferentes soluciones constructivas y la reglamentación al respecto.
- Un segundo apartado, en donde se esquematiza el comportamiento y la distribución de esfuerzos, unificando los criterios técnicos y constructivos obtenidos del estudio previo.
- Y por último, la aplicación y resolución de los esfuerzos obtenidos de un modelo simplificado.

## **2. ANTECEDENTES, HISTORIA DEL HORMIGÓN PREFABRICADO Y SU DESARROLLO.**

### **2.1. Historia, situación actual.**

#### 2.1.1. Contexto Histórico de la Prefabricación.

Los prefabricados de hormigón son elementos manufacturados en una fábrica o lugar distinto del emplazamiento final en la estructura, protegido de condiciones temporales adversas.

Antes de su auge a mitades en el siglo XX, ha habido varios precedentes de la prefabricación, principalmente por su propósito inicial, optimizar los procesos constructivos. Uno de los primeros ejemplos surge de la mano de Leonardo Da Vinci, que planteó el diseño de una fábrica de elementos simples para la construcción de edificios cercanos a dicha fábrica. Pero no fue hasta finales de XVIII, cuando se pudo ver la prefabricación como algo que se pudiera industrializar, ya que en Europa se empezó a emplear hierro fundido para la elaboración de vigas y pilares, que más tardes serían empleados en edificios. Una de las primeras edificaciones prefabricadas aparecería en EEUU, a través del empleo de módulos tridimensionales.

Después de la Segunda Guerra Mundial, ante la situación de una reconstrucción de una gran cantidad de ciudades a nivel internacional, se buscaba una construcción enfocada en la rapidez y en la reducción de costes. La prefabricación se expandió por toda Europa, haciendo mayor intendencia en los países con una mayor industrialización y en países ubicados en la zona del Este de Europa. En los países más calurosos y con mayor tradición en la construcción tradicional no llegó a entrar con suficiente interés, ralentizando así progreso.

El aspecto que presentaba las edificaciones prefabricadas en las décadas posteriores mostraba una imagen monótona, simplista y de baja calidad, lo que fomentó una mala prensa para la prefabricación. La evolución de este sistema ha generado una cantidad de posibilidades de diseño casi ilimitadas, de esta evolución podemos apreciar tres etapas; la primera, enfocada a dar un diseño constructivo con unas soluciones tipológicas; la segunda; en la que se desarrolló una variedad limitada de tipologías de componentes pero que no otorgaban una amplia flexibilidad; por último una tercera etapa, donde nos encontramos ahora, caracterizada por el amplio abanico de posibilidades en el desarrollo de tipologías. Esta última etapa es la que ha conseguido que la prefabricación se haya desarrollado tanto en los últimos años.

El avance se debe principalmente al desarrollo tecnológico, el cual se encuentra unido al mercado. En la construcción, aparece la búsqueda de optimizar las cuestiones tiempos a la par que una mayor calidad, por eso no es de extrañar que la prefabricación se ubique, con mayor frecuencia cada vez, como una solución interesante. Se presenta como el único método para lograr una aceleración significativa en el proceso de la construcción de edificios.

La prefabricación se entiende como la industrialización de la construcción, optimizando la edificación. Su principal ventaja respecto a la construcción tradicional, in

situ, es la mejor calidad y acabado que presentan los elementos prefabricados, puesto que se elaboran en una fábrica, con procesos controlados y aplicándoles rigurosos controles de calidad. En la obra solo tienen que ser montados, con los únicos defectos que pudieran aparecer serían originados por inconvenientes surgidos en el transporte de estos elementos. De esta manera, se optimiza el espacio necesario para la construcción, así como el espacio que se destina a la producción de las piezas en la obra. También implica que en la obra el tiempo se reduzca, debido a que solo se tienen que montar, abaratando así los costes que aparecen en la obra.

Otro factor al que influye la producción de los elementos en la fábrica, es los equipos de trabajo en la obra, ya que los trabajadores en el sector de la prefabricación son obreros especializados, reduciendo de esta manera los posibles accidentes laborales. Añadir que al realizar la producción dentro de una industria permite controlar los residuos generados de un modo más sostenible y eficaz.

### 2.1.2. Situación actual de los prefabricados.

Como ya se ha mencionado previamente, la prefabricación tenía poca fama en España, la cual en su mayoría de la construcción por métodos tradicionales, sin embargo había experimentado en los últimos años un gran crecimiento llegando a poseer un amplio uso, a nivel nacional más del 60% de la construcción es prefabricada. Esto se debe en parte a la evolución que ha sufrido la tecnología en los últimos años, lo que permite la elaboración de una amplia variedad de edificios.

Previo a la pandemia, el sector de la construcción, planteaba unas expectativas bastante positivas, un crecimiento lento pero sin pausa. Las previsiones eran de un crecimiento del casi el 10% a nivel mundial desde el 2018 hasta el 2023. Aunque el sector ha sufrido un gran golpe, se prevé que tenga un crecimiento a lo largo de 2021, sobre todo en la edificación industrial.

Con el objetivo de que el sistema constructivo siga evolucionando de cara al futuro, es preciso que se difundan los conocimientos sobre la prefabricación, consiguiendo que la sociedad se percate de la funcionalidad y eficacia que posee.

## 2.2. La prefabricación con hormigón

De entre los distintos métodos de prefabricación los sistemas basados en prefabricados de hormigón son capaces de tener la misma o superior resistencia que sistemas tradicionales, con la capacidad para resistir cualquier sollicitación, ya sea vertical, horizontal o aleatoria. Los elementos horizontales como pueden ser las losas presentan una menor deformación estructural.

Debido a sus características, muestran buenas cualidades como aislantes acústico y térmico, esta faceta es importante ya que permite que el consumo energético se reduzca considerablemente. También presentan una buena resistencia al fuego, capacidad que evita la propagación del incendio.

A pesar de todas estas virtudes, el sistema de construcción prefabricada presenta unos inconvenientes, que en el momento que se solucionen, el empleo del prefabricado aumentara considerablemente. El primer inconveniente que aparece es el transporte de los elementos prefabricados, sufren cargas transitorias durante su transporte y colocación, que pueden afectar a la resistencia estructural de la pieza.

Todavía existen ciertas cuestiones técnicas que no están resueltas de una manera satisfactoria, las soluciones para las uniones, actualmente, entre elementos prefabricados de hormigón no permiten una garantía en su totalidad (aspecto que vamos a desarrollar en este proyecto).

A estos aspectos negativos, hay que añadirle que en este país, la edificación prefabricada presenta una mala imagen, que provoca cierto rechazo al consumidor para la selección de este sistema constructivo.

### 2.2.1. Edificación Residencial

La edificación residencial es una disciplina que ocupa la construcción y el diseño de edificios residenciales, lo que abarca desde casas unifamiliares como edificios de apartamentos.

Como se ha mencionado antes el sistema de hormigón prefabricado constituye más del 60% de la construcción, sin embargo su uso para la edificación residencial es muy inferior, donde a diferencia de países del norte de Europa o países como Estados Unidos o Canadá tienen una amplia trayectoria con este sistema, España sigue manteniendo en su mayoría la construcción tradicional.

Aunque España mantenga para la edificación industrial la forma constructiva tradicional, hay indicadores que indican un posible cambio en los futuros años, el precio cada vez más de una mano de obra cualificada, al igual que las medidas de seguridad; el aumento de la demanda de hormigón prefabricado, que está asentando un mercado importante en España, mejoras en calidad y acabados, así como un precio cada vez más competitivo. También hay que añadir, que las crisis económicas son cada vez más frecuentes, así como acontecimientos inesperados, como pueden ser la reciente pandemia, instigan a los promotores a buscar sistemas constructivos capaces de una mayor rapidez a la hora de construir, uno de los principales aspectos de los prefabricados.



1. Edificios Residenciales Prefabricados

Como ejemplos de edificación residencial prefabricada, tenemos el edificio plurifamiliar de Vitoria, el cual se divide en tres unidades, todo modulado, optimizando al máximo, con el objetivo de simplificar y estandarizar los procesos de fabricación.



2. Edificio Plurifamiliar en Vitoria.

### 2.2.2. Soluciones constructivas

A pesar de que el presente estudio este enfocado en los paneles prefabricados es necesario mencionar otras soluciones constructivas de los prefabricados de hormigón. Para ello se describirá los principales elementos constructivos de las estructuras así como sus características.

Las vigas, son elementos que se colocarán horizontalmente, empleadas principalmente para transmitir cargas y actuar como apoyo para los elementos de forjado. Los principales esfuerzos a las cuales son sometidas son esfuerzos de flexión. Para su fabricación el método es mediante el empleo de moldes con una cara libre, pudiendo proporcionarle cierta rugosidad superficial que le mejore la adherencia con el elemento de apoyo, el resto de caras poseerán superficies lisas.

Los pilares son otro elemento importante dentro de la construcción, son encargados del soporte vertical, trabajando a compresión y su función principal es la de transmisión de las cargas de la estructura a la cimentación. Normalmente diseñadas para una o varias plantas, con el fin de disminuir el número de uniones y de elementos que montar, sin excederse con grandes longitudes debido a que se requerirá del empleo de transportes especiales. Cabe destacar su elevada velocidad en la ejecución, prestando atención con la cimentación y evitando cualquier golpe durante su manipulación.

Los paneles prefabricados de hormigón son elementos lámina de hormigón de espesor y pesos variable. Son de los sistemas prefabricados más comunes, sus propiedades tanto térmicas, acústicas, su durabilidad y otros factores indican una mayor proyección de futuro para este elemento en la construcción. Suelen ser empleados para fachadas, muros interiores y exteriores de edificios y núcleos centrales, empleados principalmente para edificios residenciales.



3. *Diversos paneles prefabricados.*

A través de la unión de los elementos panel se debe obtener una construcción estable y rigidez. Para conseguir esta integridad hay que establecer una transmisión correcta de los esfuerzos entre los elementos. Las uniones trabajan principalmente a compresión y cizallamiento. La transmisión adecuada de estas fuerzas se alcanza consiguiendo una resistencia en las uniones, capaz de absorber las fuerzas presentes, un anclaje total que asegura la continuidad, a partir del cual se transmitirán y se redistribuirán las cargas, y por último una ductilidad, no solo capaz de absorber grandes deformaciones sino la energía de posibles acciones dinámicas.



4. *Edificio construido con paneles prefabricados.*

Uno de sus principales empleos es para la formación de núcleos rígidos para ascensores y escaleras, las principales ventajas que presentan estos núcleos prefabricados frente a los elaborados in situ, son una mejor calidad superficial, una mejor capacidad para organizar la obra y mayor rapidez de ejecución de la obra.

El núcleo rígido se aplica en los huecos de los elementos que sirven para la comunicación vertical, como puede ser escaleras y ascensores. Es un caso especial de las estructuras de pantallas o muros, donde se transforma en una viga cajón que posee una gran rigidez a flexión y torsión. Generalmente se desarrollan empleando elementos de pared individuales, que son conectados por juntas verticales. Su principal punto fuerte es la capacidad para resistir solicitaciones tanto horizontales como verticales.

Para las cargas horizontales, el núcleo tiene la capacidad para actuar como una viga en voladizo sobre el terreno, sufriendo esfuerzos cortantes y de flexión. Las fuerzas

gravitatorias comprimen el núcleo, contrarrestando las tracciones generadas por el momento debido a las cargas horizontales. Esta solución ayuda a mejorar la rigidez de la edificación.

Suele situarse en el centro de la edificación con el objeto de evitar que se generen esfuerzos torsores innecesarios que puedan dañar el núcleo rígido. Poseen una gran rigidez lateral y alta resistencia al fuego.

El proceso de fabricación de los paneles comienza con la preparación de los moldes, los cuales se limpiaran y se les aplicara el desencofrante. Seguido se verterá el hormigón; con las dosificaciones previstas, el contenido de agua deberá ser constante. Una vez vertido, el hormigón se vibrara con el objetivo de conseguir una compactación adecuada y eliminando de esta forma las coqueras y disminuir el posible aire que se haya podido quedar atrapado en las superficies exteriores.



5. Inyección del hormigón en los moldes.

La colocación de las armaduras será la indicada en los planos para el elemento. Para el curado, será necesario mantener las superficies húmedas, permitiendo que el cemento se hidrate y evitando que se formen grietas superficiales debido a una rápida deshidratación durante el hormigón se encuentra en estado plástico. Una vez que se ha terminado de curar, se procede al desmoldeo empleando un puente grúa o espigas, hasta dejarlo en una posición vertical.



6 Colocación de armadura en el panel.

### 2.3. Principales Normas.

Una de las principales normas en las se ha basado para desarrollar este proyecto ha sido la norma PCI (Precast/Pretessed Concrete Institute), de ella ha sido de gran importancia el capítulo 6 de diseño de conexiones y el PCI Connections Manual, en el cual se explica brevemente el empleo de las formulas.

Tanto el EHE como el Eurocodigo-2 son fundamentales para el cálculo de esfuerzos en el rasante, imponiendo las limitaciones resistivas para el cortante, además de su método específico de cálculo.

También hay que añadir del fib, “Structural connections for precast concrete buildings” bulletin 43.

Cada una de las normas que han sido empleadas en el presente proyecto, así como otras documentaciones analizadas han sido incluidas en la bibliografía.

### 3. MODELIZACIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.

Los objetivos del presente proyecto han sido expresados en el 1.4.

#### 3.1. TIPOS DE UNIONES.

Un sistema prefabricado será tan óptimo como lo sea la solución dada para cada una de las uniones que aparezcan entre sus elementos.

El diseño y puesta en obra de las juntas y conexiones es uno de los factores más importantes en el área de las estructuras de hormigón prefabricado, siendo ellas la parte del proceso constructivo que se realiza in situ. Tienen como principal función el asegurar la transferencia de las cargas y la estabilidad, consiguiendo la interacción de los distintos elementos que constituyen la edificación. Hay una gran variedad de formas de unión, pero en este proyecto nos vamos a centrar en las uniones mecánicas (atornilladas), soldadas y hormigonadas.

Para el correcto diseño de una conexión se deben seguir cuatro reglas:

- Los componentes de la unión deben resistir cargas finales de diseño de una forma dúctil.
- Los elementos prefabricados deben tener una fabricación económica al igual que un montaje sencillo y seguro.
- Las tolerancias de fabricación y de montaje no afectan negativamente en el comportamiento estructural previsto y además han de ser tenidas en cuenta como parte del sistema constructivo.
- El aspecto final de la unión debe de satisfacer los requisitos visuales, ambientales y de seguridad.

En el diseño de conjuntos constructivos en edificaciones prefabricados es necesario que se consideren ciertos criterios enfocados en su comportamiento constructivo, tolerancias, fabricación, resistencia al fuego y montaje.

Las conexiones deben tener resistencia para aguantar las cargas a las que se verán sometidas a lo largo de su vida útil. Además, puede ser necesario otorgarles de una capacidad resistiva extra en el caso de que surjan cargas accidentales, imprevistas o anormales, como puede ser causadas por un sismo, un cambio de uso, por el asentamiento de los cimientos, etc. También hay que tener en cuenta la combinación de los efectos de la fluencia, la contracción y las reducciones de temperatura que pueden originar tensiones en las conexiones y en los propios elementos de hormigón prefabricado.

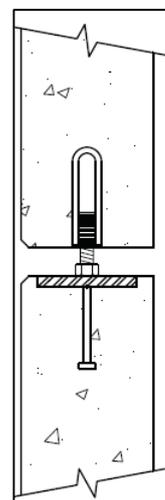
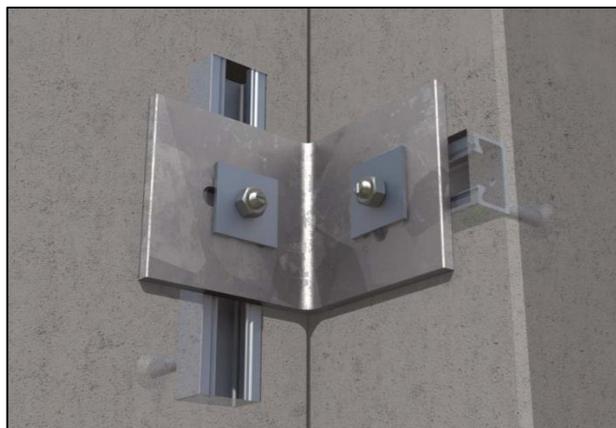
En el proceso de diseño se debe evitar que se concentren cargas de tensión, para ello se pueden emplear refuerzos dúctiles a largo de la trayectoria de la carga y proporcionando una capacidad resistiva adicional a las partes potencialmente frágiles.

En el caso de que en las conexiones se encuentren expuestas a un entorno agresivo deberán ser inspeccionadas y mantenidas periódicamente. Además deberán estar los elementos expuestos correctamente cubiertos por hormigón o en su caso pintados o galvanizadas. Otra opción aplicable es el uso de materiales no corrosivos. El método más frecuente para la protección contra los agentes corrosivos es cubrirlos con hormigón o lechada.

La resistencia al fuego es otro aspecto importante, debido a que las conexiones debilitadas por el fuego pueden generar peligro a la estabilidad de la estructura. Además hay que evitar que la propagación del fuego a través de las conexiones. Un método para lograr esta propagación es cubrirlos con hormigón o elementos de protección contra incendios, los elementos de conexión de acero recubiertos se calentarán más lentamente que aquellos que no están recubiertos debido a la mala conductividad térmica del hormigón.

### 3.1.1. Uniones Mecánicas.

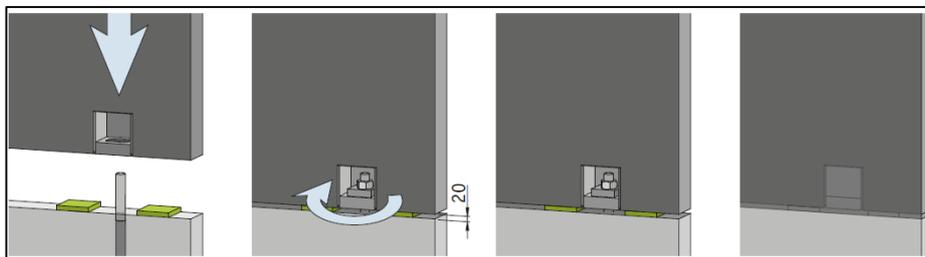
Estas conexiones también llamadas conexiones de perno o atornilladas son empleadas para la transmisión de cargas cortantes y de tracción. Podemos diferenciar formas de realizar las conexiones; varillas roscadas en stanby, railes de anclaje fundidos en hormigón con o sin anclaje, manguitos roscados anclados en hormigón y bujes auto expandibles perforados en hormigón



7. Ejemplos de unión atornillada

Se realizan fijando las placas en los paneles prefabricados y las placas especiales mediante los pernos. Se suelen emplear en las juntas donde es imposible usar soldadura, como puede ser áreas donde hay una temperatura extremadamente frío. Requieren de una lata precisión en los tamaños de los paneles y la ubicación de los detalles incrustados. Con la posibilidad de ajuste durante la instalación crea condiciones favorables para la instalación de los elementos estrictamente en la posición de diseño. Sin embargo, este tipo de uniones tienen bastante capacidad de deformación debido a los agujeros en las placas. Además solo comienza a tener eficacia una vez que ya poseen una pequeña deformación la conexión. Este problema se puede solucionar mediante pernos de control de tensión.

Las uniones atornilladas requieren de poca mano de obra especializada, en el caso de ser preciso desmontar la estructura las uniones a emplear son las atornilladas. Para la conexión de elementos gruesos es preciso tener un cuidado especial, por lo que es mejor usar este tipo de uniones, y por último, son menos susceptibles a las fracturas frágiles.



8. Unión atornillada con pie de pared SUMO

### 3.1.2. Uniones Soldadas.

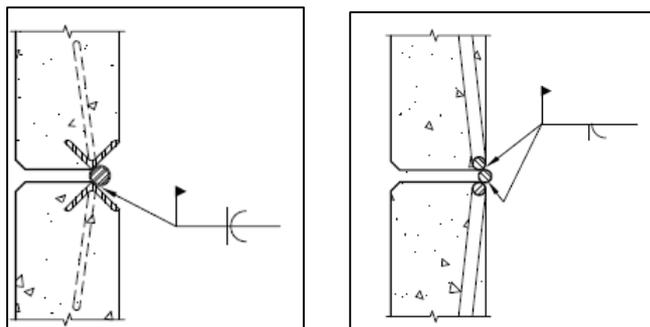
La soldadura es la manera más frecuente de conexión del acero, se basa principalmente en unir dos piezas de acero a través de la fusión superficial de las caras de las piezas mediante un aporte de calor y con o sin presencia de un material agregado. Empleando el mismo material o uno similar de los elementos a unir, se conserva la continuidad del material, así como sus propiedades mecánicas y químicas, de esta forma se obtienen uniones que son capaces de resistir mayores esfuerzos que frecuencia se presentan en las uniones.

Las ventajas de la soldadura como método de unión son una mayor rigidez en las conexiones, menores costes económicos debido a la reducción de perforaciones y menos cantidad de acero para materializarlas obteniendo de esta manera una mayor limpieza y acabado en las conexiones. Pero presentan unos inconvenientes debido a sus limitaciones a la hora de las posibilidades de ejecutarlas e inspeccionarlas correctamente en la obra.

Este tipo de uniones, se realiza soldando placas o varillas con los detalles empotrados en los paneles prefabricados. Es una junta rígida que proporciona estabilidad en el proceso de levantamiento de los elementos. Además solo aporta una pequeña deformación durante la vida útil de la unión. Sus principales desventajas de la unión son la excentricidad de la carga transferida de un panel a otro y las dificultades que se generan en el rejuntado, es por eso que las uniones con varillas son más populares y precisan de menor acero. La calidad de este tipo de uniones procede principalmente de las condiciones climáticas y de las habilidades del soldador.

Observaciones importantes; en casos de cargas de fatiga tanto las uniones atornilladas como las soldadas son muy útiles, para casos en los que se empleen juntas continuas rígidas y con capacidad para resistir momentos, la unión que mejor encaja es la de soldadura; además las uniones soldadas precisan de una menor cantidad de acero, y contribuyen a un mejor aspecto de las juntas con una mayor amplitud de aplicaciones

en los diferentes tipos de juntas que aparecen. Deberá tenerse cuidado con el calor desprendido no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.



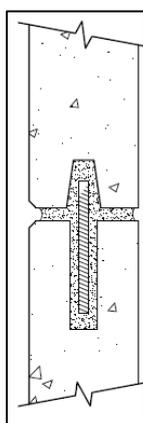
9 Ejemplos de uniones soldadas

### 3.1.3. Uniones Hormigonadas.

La unión consiste esencialmente en añadir en el punto de unión de los elementos prefabricados mortero o cemento que junte ambos elementos. Es importante decidir dónde colocar uniones hormigonadas, debido a que uno de los grandes inconvenientes del hormigón es su baja resistencia a la tracción. Es por ello que este tipo de uniones se establecerán en lugares donde se sufran principalmente esfuerzos de compresión.

Como características principales, se tiene que son capaces de soportar grandes cargas de compresión, no precisan de tanta precisión como en las uniones soldadas y atornilladas, y favorecen la continuidad de la estructura. En muchas ocasiones se añaden barras de acero que aumenten la resistencia de la unión. Sin embargo, no pueden trabajar estructuralmente hasta que el hormigón empleado no alcance una resistencia mínima, pudiendo retardar el proceso de montaje.

Para las juntas de hormigonado es preciso reducirse al mínimo, ya que pueden presentar una resistencia a tracción y cortante más baja, por lo que este tipo de juntas se deben colocar en zonas que no vayan a ser sometidas a tensiones importantes. Para su colocación se debe evitar que este encharcada.



10 Ejemplo de unión hormigonada.

### 3.2. Modelo de diseño de uniones prefabricados según su tipo.

Tras un estudio de las reglamentaciones, se procede a desarrollar un modelo unificando tanto los criterios técnicos y constructivos. Como ya hemos explicada antes cuando diferenciábamos los distintos tipos de uniones, las uniones mecánicas y soldadas están relacionadas porque dentro del modelo veremos que se calculan de forma seguida, en el caso de las uniones hormigonadas se presentará un modelo más simplificado donde una vez que se estimen los esfuerzos que soportan las uniones se procederá su diseño.

#### 3.1.1. Modelo para uniones hormigonadas.

Para el cálculo del rasante, tenemos en cuenta tanto el EHE y Eurocódigo-2, que disponen de dos fórmulas con ciertas similitudes:

- Para el EHE-08, tenemos que (donde  $p$  es área de contacto por unidad de longitud el brazo mecánico):

$$\tau_{Ed} = \frac{V_d}{p * z}$$

- Para el Eurocodigo 2 1992-1-1

$$\tau_{Ed} = \frac{V_d * \beta}{z * b_i}$$

El caso del eurocodigo-2  $\beta$  es la relación entre la sección comprimida y la sección total, es decir tanto la zona traccionada como la comprimida. Esta relación se puede mostrar mejor a través de la relación de momentos que hay que entre el momento estático de la zona comprimida y el momento de inercia generado por la sección comprimida más la armadura. Resultando el cálculo de rasante en juntas como:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_d * S_{compr}}{A_{S_{contacto}} * I_{ech}}$$

Esta tensión de rasante se compara cada una con la tensión de rasante de agotamiento, que en cada caso son para el EHE-08 y el EN-1992-1-1, respectivamente:

$$\tau_{ru} = \left( \frac{A_{st}}{S * p} * f_{yad} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu * \sigma_{cd} \right) + \beta \left( 1.30 - \frac{0.3 f_{ck}}{25} \right) f_{ctd}$$

$$\tau_{ru} = \frac{A_{st}}{S * p} * f_{yad} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu * \sigma_N + c * f_{ctd}$$

Comparando:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{ru}$$

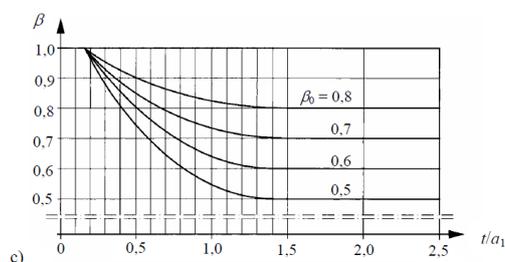
Otra comprobación se añade en el cálculo del rasante, siguiendo el EHE es:

$$\tau_{ru} \leq 0.25 * f_{cd}$$

La resistencia de las uniones hormigonadas a esfuerzos axiales se calcula mediante la siguiente formula, valida tanto para juntas verticales como horizontales:

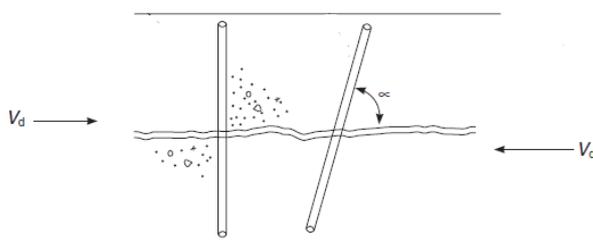
$$N_{Rd} = f_{cd,joint} * A_{joint} = \beta * f_{cd,wall} * a_1 * l$$

Para el cálculo de  $\beta$ , es necesario una tabla, a la que se accede mediante dos relaciones; la primera es la relación entre la altura de la unión "t" el ancho "a<sub>1</sub>", t/a<sub>1</sub>; y la segunda es  $\beta_0$  que corresponde con la relación de la resistencia del mortero de la unión,  $f_{cd,mortero}$ , con la resistencia del panel,  $f_{cd,Wall}$ .

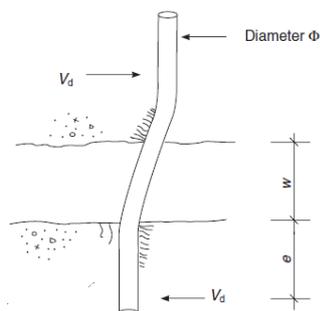


La resistencia a cortante de las uniones hormigonadas vendrá dada por la resistencia a cortante de las espigas empleadas en el proceso de unión. Donde  $\alpha$  es el ángulo de inclinación de la espiga respecto de la unión.

$$V_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} * f_y * A_s * \cos \alpha$$



Es posible que la carga de cortante actué con una excentricidad respecto de la unión, pudiendo originar una flexión que cause una cesión de la espiga en algún punto de la longitud empotrada, en este caso se aplica la siguiente formula.



$$V_{Rd} = 1,15 * \Phi * 0,67 * f_{cu} * \sqrt{12 * e^3 + \frac{0,95 * f_y * \Phi^2}{0,67 * f_{cu}}} - 4 * e * 0,67 * f_{cu}$$

### 3.1.2. Modelo para uniones soldadas.

Comenzando en las uniones soldadas, hay que destacar dentro de este proceso dos fases, el primero un cálculo de las resistencias de los elementos empotrados, que más tarde se unirán mediante una soldadura y por último el cálculo de las soldaduras que aparecen entre los elementos empotrados.

Para los elementos empotrados, hay que diferenciar si se utilizan barras corrugadas o no, si se emplean, aplicamos la siguiente formula, en donde el primer término corresponde a la barra corrugada que trabaja a compresión y el segundo a aquella que sufre la tracción.

$$V_{Rd} = 0.65 * A_s * f_y * \sin \theta + 0.9 * A_s * f_y * \sin \theta$$

Los elementos empotrados suelen ser pletinas con un número “n” de anclajes, cuya área es  $A_{se}$ , que aportan unas capacidades resistivas:

$$V_{Rd} = 0.65 * A_{se} * f_{ut} * n$$

El proceso para el cálculo de las resistencias a tracción de la pletina empieza, con el cálculo de la relación de SED/BED, que en función de su valor se aplicara un método u otro.

$$SED = d_{e1} + X$$

$$BED = d_{e3} + Y$$

Tanto X como Y corresponden con las distancias entre los anclajes en cada una de las direcciones.

Para valores de  $\frac{SED}{BED} \leq 0,2$ :

$$V_{c1} = \Phi * V_{co1} * C_{X1} * C_{Y1} * C_{ev1}$$

Donde:

$$V_{co1} = 87 * \lambda * \sqrt{f'_c} * d_{e1}^{1.33} * d_o^{0,75}$$

$$C_{X1} = \frac{n_x * X}{2,5 * d_{e1}} + 2 - n_{sides} \leq n_x$$

$$C_{Y1} = \frac{(n_y * Y)^{0,25}}{0,6 * d_{e1}} + 0,15 \leq 1$$

$$C_{ev1} = 1 - \left(\frac{e_{v1}}{4 * d_{e1}}\right) \leq 1$$

Para valores de  $0,2 < \frac{SED}{BED} \leq 3$ :

$$V_{c3} = \Phi * V_{co3} * C_{x3} * C_{h3} * C_{ev3}$$

Donde:

$$V_{co3} = 16,5 * \lambda * \sqrt{f'_c} * (BED)^{1,33}$$

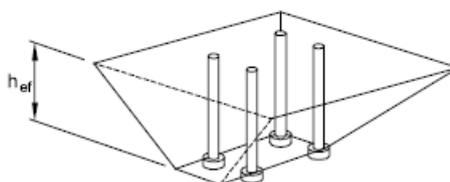
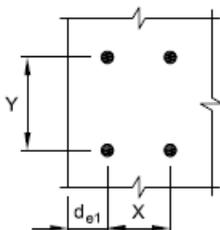
$$C_{x3} = 0,85 + \frac{X}{3 * BED}$$

$$C_{ev3} = \frac{1}{1 + 0,67 * \left(\frac{e'_{v3}}{BED}\right)} \leq 1$$

$$C_{h3} = 0,75 * \sqrt{\frac{h}{BED}}$$

Con  $\Phi=0,70$  cuando no se emplee refuerzos de acero y  $\Phi=0,75$  cuando si se empleen refuerzos de acero.

La resistencia a la tracción de los grupos de anclajes (resistencia a la rotura), para este cálculo en función de si se encuentra alguna pared cercana a la pletina



diferenciamos seis casos distintos, desde ninguna cara libre cercana hasta todas las caras libres en los cuatro lados. El principal caso al que se va a enfrentar, es la pletina situada en un lateral dejando libre una cara o la pletina situada en la parte inferior o superior, por lo que el caso principal es “Una cara libre en un lado”.

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (d_{e1} + X + 1.5 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb}$$

Donde:

$$C_{bs} = 3.33 * \lambda * \sqrt{\frac{f'_c}{h_{ef}}}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left[ \frac{d_{e_{min}}}{1.5 * h_{ef}} \right] = 0.76$$

$$C_{crb} = 1$$

También hay que diseñar la resistencia a que se arranque la cabeza del perno contra el hormigón, para ello se dispone de la siguiente fórmula:

$$N_{pn} = 11,2 * A_{brg} * f'_c * C_{crp}$$

Donde  $A_{brg}$  corresponde al área de las cabezas cónicas de cada una de los anclajes y  $C_{crp}$  al coeficiente de agrietamiento del hormigón, normalmente se asume que el hormigón no se encuentra agrietado, por lo que toma el valor de 1.

En el caso de  $V_{Ed}$  sea superior al 20% de la resistencia a cortante o  $N_{Ed}$  sea superior sea superior al 20% de la resistencia a tracción será preciso realizar la comprobación a la interacción del cortante y la tracción. Estas comprobaciones son:

$$\left(\frac{N_u}{N_{Rd}}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{V_u}{V_{Rd}}\right)^{\frac{5}{3}} \leq 1.0 \quad \frac{N_u}{N_{Rd}} + \frac{V_u}{V_{Rd}} \leq 1.2$$

En el caso de juntas horizontales, la capacidad resistiva de la pletina o plato emporado paralelo al suelo viene dado por:

$$V_n = 0,75 * A_s * f_y * \mu_c$$

Donde:

$$\mu_c = \frac{1000 * \lambda * A_{cr} * \mu}{V_u}$$

$$V_u = 800 * \lambda^2 * A_{cr}$$

$$A_{cr} = B * L$$

Una vez realizadas las comprobaciones resistivas en los elementos empotrados en los paneles, se continúa con el cálculo de la soldadura de unión entre estos elementos. Según el Eurocódigo 3 y el Código Técnico DB SE-A establecen la siguiente condición de comprobación:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad ; \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Donde  $f_u$  corresponde a la resistencia última a la tracción de la pieza más débil,  $\gamma_{M2}$  es un coeficiente de seguridad (1.25) y  $\beta_w$  es un coeficiente de relación que toma los siguientes valores:

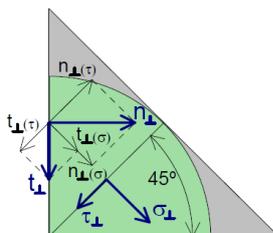
Acero	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_w$
S 235	360	0,80
S 275	430 (410)	0,85
S 355	510 (470)	0,90

Cada uno de los términos de la expresión, se obtienen a partir de estas expresiones:

$$\sigma_{\perp} = \frac{n_{\perp} + t_{\perp}}{\sqrt{2}} \quad \tau_{\perp} = \frac{-n_{\perp} + t_{\perp}}{\sqrt{2}} \quad \tau_{\parallel} = t_{\parallel}$$

$$n_{\perp} = \frac{\sigma_{\perp} - \tau_{\perp}}{\sqrt{2}} \quad t_{\perp} = \frac{\sigma_{\perp} + \tau_{\perp}}{\sqrt{2}} \quad t_{\parallel} = \tau_{\parallel}$$

Un esquema para comprender mejor estas expresiones:



11. Tensiones en la secciones de cordón

Otra comprobación que añade el Código Técnico, es un método que se aproxima por el lado de la seguridad. Su planteamiento es la comparación de la carga de cálculo, independientemente de su orientación, con una resistencia de cálculo de la soldadura

La comprobación de resistencia por unidad de longitud de un cordón es:

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd} = a * \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_W * \gamma_{M2}}$$

Donde  $F_{W,Ed}$  es la resultante de las fuerzas que se transmiten por el cordón por unidad de longitud,  $F_{W,Rd}$  es el valor de la resistencia de cálculo, a el espesor de la gargante ( 0.7 del espesor mínimo de la piezas que se unen).

### 3.1.3. Modelo para uniones atornilladas.

En las uniones atornilladas, se establecen las siguientes comprobaciones para los posibles fallos.

- Fallo a cortante:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{1,25}$$

- Fallo a tracción:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{1,25}$$

En este cálculo se comprueba que el esfuerzo que actúa es menor a la resistencia a la tracción del vástago.

- Comprobaciones a solicitudes de cortante y axil, se realizan dos tipos de comprobaciones, una para tornillos no pretensados y para tornillos pretensados:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1$$

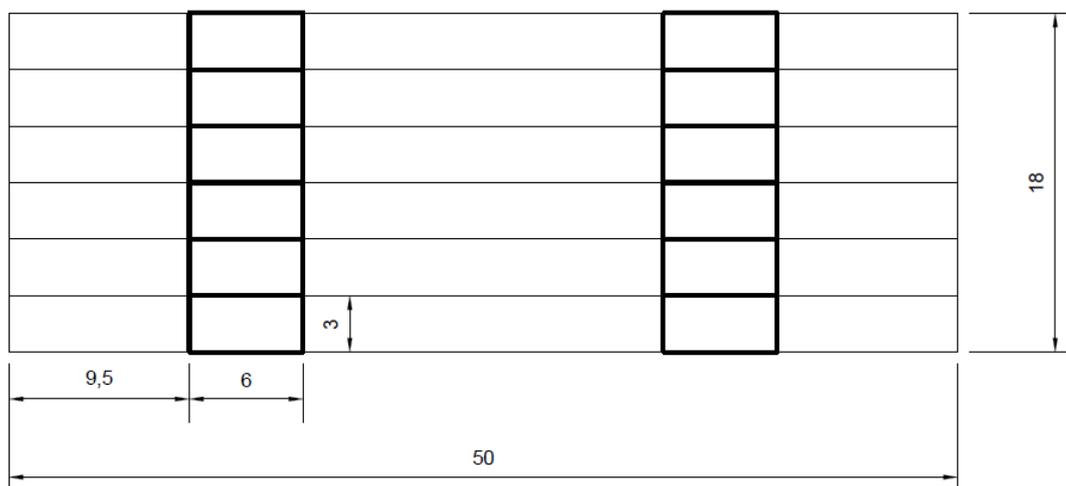
## 4. Aplicación del modelo en un hipotético caso de edificio residencial con núcleo rígido.

### 4.1. PRESENTACIÓN DEL CASO HIPOTÉTICO PARA SU ANALISIS NUMÉRICO NUCLEO RIGIDO.

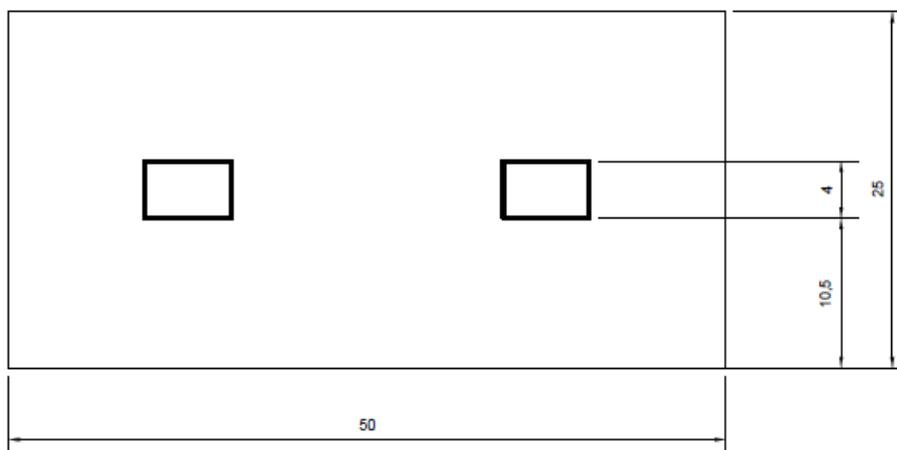
#### 4.1.1. Presentación del caso.

El cálculo práctico es el análisis de numérico de los esfuerzos que se le aplica a una caja de escaleras que actúan de núcleo rígido en una edificación residencial.

El edificio residencial consiste en un edificio residencial ubicado en Zaragoza, con una anchura largura de 25 y 50 metros cada una respectivamente, además tendrá una altura de 18 metros. Se ubicaran dos núcleos rígidos en el edificio, ambos núcleos se encuentran a la misma distancia, de esta manera se puede dividir la estructura en dos estructuras simétricas. El edificio se mostraría de la siguiente manera:



Los paneles que serán empleados serán de dos tipos, los primeros serán de 4x3 metros y, los segundos de 6x3 metros.



La estructura sufrirá las cargas de un edificio de 18 metros de altura y ubicado en Zaragoza.

Los paneles utilizados tienen los datos:

- e=Espesor=160 mm
- h=Altura =6000 mm
- l1=Longitud 1=4000 mm
- l2=Longitud 2= 6000 mm
- $f_c=40$  MPa
- $f_y=450$  MPa

La comprobación de la estructura y de sus elementos se aplicará siguiente condición:

$$E_d \leq R_d$$

Los coeficientes parciales de ponderación son:

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente Peso propio, cargas permanentes	1,35	0,8
	Variable	1,50	0
Estabilidad	Permanente Peso propio, cargas permanentes	1,10	0,9
	Variable	1,50	0

Y los coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ ) para acciones variables concomitantes:

Acción	Categoría	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso	Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
	Zonas administrativas	0,7	0,5	0,3
	Zonas destinadas al público	0,7	0,7	0,6
	Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
	Zonas de tráfico ligeros con un peso total inferior a 30 kN	0,7	0,7	0,6
	Cubiertas transitables	uso de accesos		
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento	0	0	0
Nieve	para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
	para altitudes $\leq$ 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

Se debe prestar atención que al actuar varias acciones variables simultáneamente, la probabilidad de que cada una de ellas adopte su valor más desfavorable es menor. Es por ello que se plantean dos estados; estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio.

En Estados Límite de Servicios (ELU):

- Situaciones persistentes o transitorias, relativas a los estados de carga habitual de la estructura o relativa a condiciones normales de uso.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situaciones extraordinaria, considerada para condiciones excepcionales como pueden ser incendios, el sismo o el impacto.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En Estados Límite de Servicio (ELS):

- Combinación característica, determinación de los efectos de corta duración que puedan resultar irreversibles.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente, para determinación de aquellos efectos que resulten reversibles.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente, para la determinación de los efectos de larga duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

De esta manera, se han planteado los siguientes estados límites:

	CP	SU	V	N	
ELU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	Compresión Máx.
ELU 2	1,35	1,5	0,9	0	
ELU 3	1,35	1,5	0	0,75	
ELU 4	1,35	1,05	1,5	0	
ELU 5	1,35	1,05	1,5	0,75	
ELU 6	1,35	1,05	0,9	1,5	
ELU 7	1,35	1,05	0	1,5	
ELU 8	1,35	1,5	0,9	0,75	
ELU 9	0,8	1,5	0	0	
ELU 10	0,8	1,5	0,9	0	
ELU 11	0,8	1,5	0	0,75	
ELU 12	0,8	1,05	1,5	0	
ELU 13	0,8	1,05	1,5	0,75	
ELU 14	0,8	1,05	0,9	1,5	
ELU 15	0,8	1,05	0	1,5	
ELU 16	0,8	1,5	0,9	0,75	
ELU 17	0,8	0	1,5	0	

#### 4.1.2. Estimación de cargas.

Los primeros esfuerzos calculados son los de sobrecarga de uso, que correspondan a las cargas verticales junto con las cargas de nieve y el peso propio considerado como carga permanente.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4)(5)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

La sobrecarga de uso correspondiente al peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio será de una carga uniforme de 2 kN/mm<sup>2</sup> (Zonas residenciales, viviendas y zonas de habitaciones).

El peso propio de los elementos empleados es:

- Paneles prefabricados: 4 kN/m<sup>2</sup>.

- Para el techo: 1.5 kN/m<sup>2</sup>.
- En cada piso:
  - Losa alveolar: 2.73 kN/m<sup>2</sup>.
  - Solera de compresión: 1.25 kN/m<sup>2</sup>.
- Para el suelo: 2 kN/m<sup>2</sup>.

La carga de nieve vendrá dada por la siguiente expresión del Documento Básico de Seguridad Estructural:

$$q_n = \mu * S_k$$

Donde:

- $\mu$  corresponde con el valor de forma de la cubierta, tomando valores de 1 para cubiertas con una inclinación menor o igual a 30° y 0 para aquellas cubiertas con una inclinación mayor o igual que 60.
- $S_k$  es el valor característico de la carga de nieve según la siguiente tabla.

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

Sin embargo, el CTE indica que para edificios de pisos con cubiertas planas situados en localidades situadas a altitudes inferiores de 1000 metros, se puede considerar una carga de nieve de 1 kN/m<sup>2</sup>.

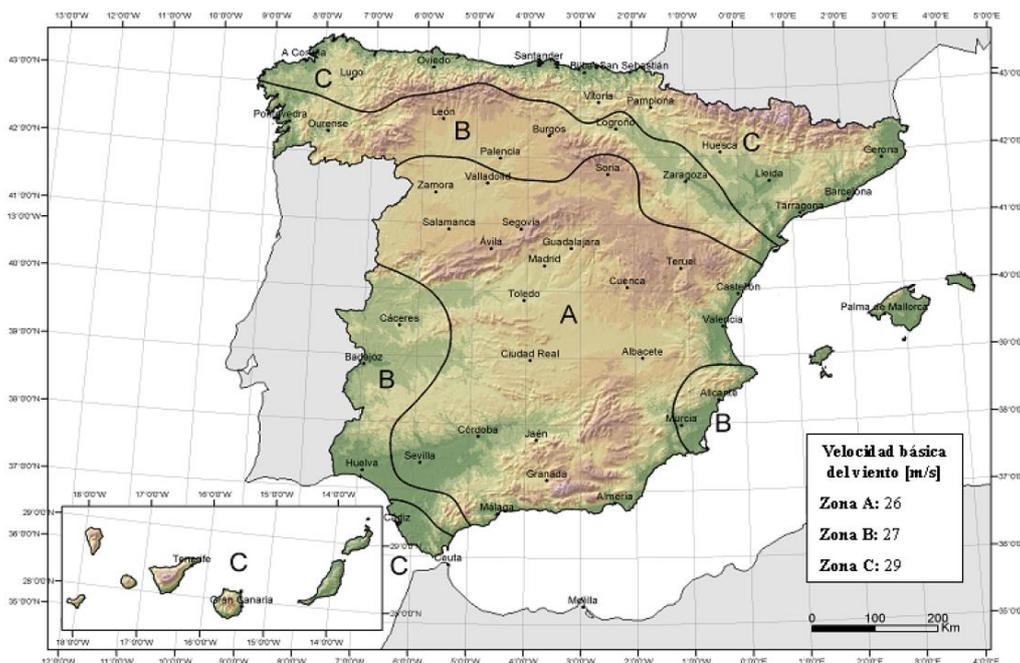
La carga de viento,  $q_e$ , viene dada por la siguiente expresión del CTE.

$$q_e = q_b * C_e * C_p$$

Donde:

- $Q_b$  es la presión dinámica del viento en función del lugar geográfico de la obra.
- $C_e$  corresponde al coeficiente de exposición, dependiente de la altura del punto considerado y el grado de aspereza del entorno.
- $C_p$ , el coeficiente eólico o de presión, el cual depende tanto de la forma y de la orientación de la superficie respecto al viento

Ya definidos los diferentes parámetros se calcula su valor, de esta manera, el primero es la presión dinámica. Según el Anejo D, del CTE, apartado D.1.4, el valor de la presión dinámica en cada localidad se puede extraer del siguiente mapa, donde la presión dinámica es para las zonas A, B y C, respectivamente 0,42 kN/m<sup>2</sup>, 0,45 kN/m<sup>2</sup> y 0,52 kN/m<sup>2</sup>. Así pues  $q_b=0,45 \text{ kN/m}^2$ .



Para el cálculo del coeficiente de exposición, se emplea la siguiente tabla que proporciona el  $C_e$  para edificios de pisos, se tiene un grado de aspereza IV y una altura de 18 metros.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición  $C_e$

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Y por último parámetro, el coeficiente eólico, el cual se obtiene de la tabla:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

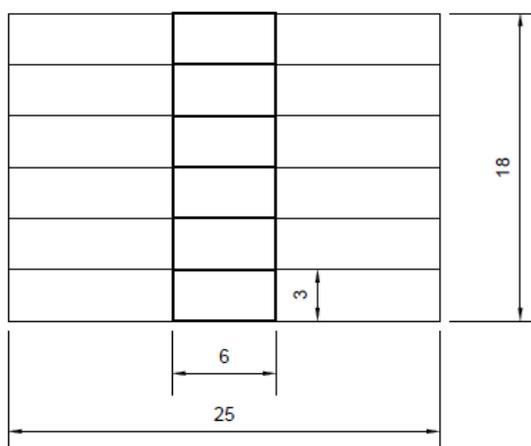
	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coefficiente eólico de presión, $c_p$	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coefficiente eólico de succión, $c_s$	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Obtenidos los parámetros, la carga de viento que sufrirá el edificio será:

$$q_e = 1.287 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.2. PROCESO DE ESTIMACIÓN DE LOS ESFUERZOS QUE SE LLEVAN LAS DISTINTAS JUNTAS.

Calculadas las diferentes cargas que actúan, se procede a calcular como actúan sobre el edificio. Al ser una estructura simétrica, simplificamos el problema dividiendo el edificio en dos:



Para las cargas permanentes, del peso propio, de la nieve y la sobrecarga de uso, la carga lineal que actúa sobre los paneles es:

$$q_{\text{Paneles}} = q_{\text{paneles}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * H_{\text{panel}} * n^{\circ}_{\text{piso}}$$

$$q_{\text{Techo}} = q_{\text{Techo}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * \frac{A_{AF}}{p}$$

$$q_{\text{piso}} = \left( q_{\text{losa}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + q_{\text{solera}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) * \frac{A_{AF}}{p} * n^{\circ}_{\text{piso}}$$

$$q_{\text{Suelo}} = q_{\text{Suelo}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * \frac{A_{AF}}{p}$$

$$q_{SU} = q_{SU} \left( \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{A_{AF}}{p} * n^{\circ} \text{pisos}$$

$$q_{Nieve} = q_{Nieve} \left( \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{A_{AF}}{p}$$

Donde  $p$  es el perímetro del núcleo rígido formado por los paneles (20 m) y  $A_{AF}$  corresponde al área del núcleo rígido más el área de la zona de influencia. En el caso de la carga permanente de cada piso, para contar con el peso de las escaleras nos descontaremos el hueco presente en el núcleo rígido.

La tensión de compresión generada por cada de las cargas calculadas previamente, se obtiene de la suma de cada una de ellas, una vez que hayan sido mayoradas, divididas entre el espesor:

$$\sigma_c = \frac{q_{total}}{e} \text{ (MPa)}$$

Las reacciones que provocan serán:

$$R_q = q_{total} * \frac{L_1}{2}$$

Para la carga de viento,  $q_v$  multiplicándola por el intereje tributario (25 metros) y por la altura se obtiene la carga horizontal que actúa sobre el núcleo rígido:

$$F_{Tv} = q_v \left( \frac{kN}{m^2} \right) * I_{trib} * H$$

Para el momento generado por el viento, multiplicamos la fuerza  $F_{Tv}$  por la altura que la fuerza  $H/2$

$$M_{Tv} = F_{Tv} * \frac{H}{2}$$

El rasante que sufrirá los paneles debido al viento, se obtiene de dividir el esfuerzo de viento  $F_{Tv}$  entre el área sobre el que actuará (dos veces  $d * e$  (espesor)):

$$\tau_{ras} = \frac{F_{Tv}}{2 * d * e}$$

El momento que genera el viento provocará unas tensiones, de tracción y de compresión, en cada planta, las cuales serán del mismo valor pero de sentido contrario:

$$\sigma_{cv} = \sigma_{tv} = \frac{M_{Tv}}{L_2 * e * d}$$

En el caso de las reacciones que genera el viento, podemos dividir las en dos al igual que las tensiones, puesto que unas generaran tracción y otra compresión, mismo valor pero de sentido contrario:

$$R_{cv} = R_{tv} = \frac{M_{Tv}}{L_1}$$

Estas reacciones sumadas a las reacciones calculadas anteriormente, nos darán las reacciones totales, siendo Rc para las reacciones de compresión y Rt para las reacciones de tracción:

$$R_c = R_q + R_{cv}$$

$$R_t = R_q + R_{tv}$$

Una vez definido todo, se calcula para cada estado límite. Mostrándose a continuación los resultados para la cimentación para la planta 1, las zonas donde se iba realizar el estudio:

Para la cimentación:

ELU	Rasante [Mpa]	$\sigma_{cv}$ [Mpa]	$\sigma_{tv}$ [Mpa]	$\sigma_c$ [Mpa]	$\sigma_{comp}$ [Mpa]	$\sigma_{trac}$ [Mpa]	Rq [kN]	Rcv [kN]	Rtv [kN]	Rc [kN]	Rt [kN]	Ftv [kN]	Md [kNm]	Nd [kN]
1	0,74	2,12	2,12	2,72	4,85	0,60	871,956	1954,6	-1954,6	2826,6	-1082,7	868,7	7818,5	1743,9
2	0,44	1,27	1,27	2,67	3,94	1,40	853,956	1172,8	-1172,8	2026,7	-318,8	521,2	4691,1	1707,9
3	0,00	0,00	0,00	2,70	2,70	2,70	862,956	0,0	0,0	863,0	863,0	0,0	0,0	1725,9
4	0,74	2,12	2,12	2,47	4,59	0,35	789,156	1954,6	-1954,6	2743,8	-1165,5	868,7	7818,5	1578,3
5	0,74	2,12	2,12	2,49	4,62	0,37	798,156	1954,6	-1954,6	2752,8	-1156,5	868,7	7818,5	1596,3
6	0,44	1,27	1,27	2,52	3,79	1,25	807,156	1172,8	-1172,8	1979,9	-365,6	521,2	4691,1	1614,3
7	0,00	0,00	0,00	2,52	2,52	2,52	807,156	0,0	0,0	807,2	807,2	0,0	0,0	1614,3
8	0,44	1,27	1,27	2,70	3,97	1,42	862,956	1172,8	-1172,8	2035,7	-309,8	521,2	4691,1	1725,9
9	0,00	0,00	0,00	1,86	1,86	1,86	594,048	0,0	0,0	594,0	594,0	0,0	0,0	1188,1
10	0,44	1,27	1,27	1,86	3,13	0,58	594,048	1172,8	-1172,8	1766,8	-578,7	521,2	4691,1	1188,1
11	0,00	0,00	0,00	1,88	1,88	1,88	603,048	0,0	0,0	603,0	603,0	0,0	0,0	1206,1
12	0,74	2,12	2,12	1,65	3,77	0,47	529,248	1954,6	-1954,6	2483,9	-1425,4	868,7	7818,5	1058,5
13	0,74	2,12	2,12	1,68	3,80	0,44	538,248	1954,6	-1954,6	2492,9	-1416,4	868,7	7818,5	1076,5
14	0,44	1,27	1,27	1,71	2,98	0,44	547,248	1172,8	-1172,8	1720,0	-625,5	521,2	4691,1	1094,5
15	0,00	0,00	0,00	1,71	1,71	1,71	547,248	0,0	0,0	547,2	547,2	0,0	0,0	1094,5
16	0,44	1,27	1,27	1,88	3,16	0,61	603,048	1172,8	-1172,8	1775,8	-569,7	521,2	4691,1	1206,1
17	0,74	2,12	2,12	1,18	3,30	0,94	378,048	1954,6	-1954,6	2332,7	-1576,6	868,7	7818,5	756,1

**Para la planta 1:**

ELU	Rasante [Mpa]	$\sigma_{cv}$ [Mpa]	$\sigma_{tv}$ [Mpa]	$\sigma_c$ [Mpa]	$\sigma_{comp}$ [Mpa]	$\sigma_{trac}$ [Mpa]	Rq [kN]	Rtv [kN]	Rcv [kN]	Rc [kN]	Rt [kN]	Ftv [kN]	Md [kNm]	Td [kN]
1	0,61	1,47	1,47	2,21	3,68	0,74	706,7	1357,4	0,0	2064,1	706,7	723,9	5429,5	1413,4
2	0,37	0,88	0,88	2,15	3,04	1,27	688,7	814,4	-814,4	1503,1	-125,7	434,4	3257,7	1377,4
3	0,00	0,00	0,00	2,18	2,18	2,18	697,7	0,0	0,0	697,7	697,7	0,0	0,0	1395,4
4	0,61	1,47	1,47	1,98	3,46	0,51	634,7	1357,4	-1357,4	1992,1	-722,7	723,9	5429,5	1269,4
5	0,61	1,47	1,47	2,01	3,48	0,54	643,7	1357,4	-1357,4	2001,1	-713,7	723,9	5429,5	1287,4
6	0,37	0,88	0,88	2,04	2,92	1,16	652,7	814,4	-814,4	1467,1	-161,7	434,4	3257,7	1305,4
7	0,00	0,00	0,00	2,04	2,04	2,04	652,7	0,0	0,0	652,7	652,7	0,0	0,0	1305,4
8	0,37	0,88	0,88	2,18	3,06	1,30	697,7	814,4	-814,4	1512,1	-116,7	434,4	3257,7	1395,4
9	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,50	481,4	0,0	0,0	481,4	481,4	0,0	0,0	962,9
10	0,37	0,88	0,88	1,50	2,39	0,62	481,4	814,4	-814,4	1295,9	-333,0	434,4	3257,7	962,9
11	0,00	0,00	0,00	1,53	1,53	1,53	490,4	0,0	0,0	490,4	490,4	0,0	0,0	980,9
12	0,61	1,47	1,47	1,34	2,81	0,14	427,4	1357,4	-1357,4	1784,8	-929,9	723,9	5429,5	854,9
13	0,61	1,47	1,47	1,36	2,84	0,11	436,4	1357,4	-1357,4	1793,8	-920,9	723,9	5429,5	872,9
14	0,37	0,88	0,88	1,39	2,28	0,51	445,4	814,4	-814,4	1259,9	-369,0	434,4	3257,7	890,9
15	0,00	0,00	0,00	1,39	1,39	1,39	445,4	0,0	0,0	445,4	445,4	0,0	0,0	890,9
16	0,37	0,88	0,88	1,53	2,42	0,65	490,4	814,4	-814,4	1304,9	-324,0	434,4	3257,7	980,9
17	0,61	1,47	1,47	0,94	2,41	0,53	301,4	1357,4	-1357,4	1658,8	-1055,9	723,9	5429,5	602,9

Como se puede observar en ambas tablas, los esfuerzos máximos de compresión se encuentra en el ELU 1 y para la tracción en el ELU 17, los esfuerzos horizontales del viento son iguales y máximos en ambas ELUs. De esta manera para la cimentación, los esfuerzos máximos serán:

En el caso de compresión:

Rc	2826,6	kN
Rt	-1082,7	kN
Ft	868,7	kN

En el caso de tracción:

Rc	2332,7	kN
Rt	-1576,6	kN
Ft	868,7	kN

Para el caso de la primera planta, es necesario calcular cuanta carga recae sobre esa planta, se puede obtener a través de la diferencia entre los esfuerzos que caen sobre la cimentación y sobre esta planta, dividido entre dos, puesto que se divide entre las uniones que hay entre los paneles, quedando de la siguiente manera.

Para compresión:

Rc	381,26	kN
Rt	-188,00	kN
Ft	361,97	kN

Para la tracción:

Rc	336,93	kN
Rt	-260,32	kN
Ft	361,97	kN

A partir de estos esfuerzos decidiremos el número de uniones que serán colocadas.

Después de haber calculado tanto los esfuerzos como las tensiones en las principales zonas, se procede al cálculo de las armaduras de los diferentes paneles, para ello se agrupan en tres grupos de dos plantas cada uno, el primer grupo englobará a los paneles de las dos primeras plantas, asignándoles una armadura de  $\Phi=16$  mm, para el segundo grupo, las plantas intermedias, armaduras de  $\Phi=12$  mm, y por último al tercer grupo, para las dos últimas plantas, armaduras  $\Phi=10$  mm.

Para el cálculo de las armaduras se va a aplicar el anejo 7 del EHE-08, el apartado 5, para el dimensionamiento y comprobación de secciones que sufren flexión compuesta:

Donde,  $M_d$  y  $N_d$  son el momento y el axial máximo que sufren los paneles, mayorados previamente,  $U_o$  y  $M_L$  son:

$$U_o = f_{cd} * b * d = 533120 \text{ kN}$$

$$M_L = 0.375 * U_o * d = 783686.4 \text{ kNm}$$

De esta manera,  $0 < N_d < 0.45 * U_o$ , por lo que:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} * \left(1 - \frac{N_d}{2 * U_o}\right)$$

$$U_{s1} = \sigma_1 * A_1$$

En donde  $\sigma_1$  es la resistencia de la armadura a emplear (450 MPa). La distribución de armaduras es la siguiente:

	Armaduras	Cada (cm)	Area [mm <sup>2</sup> ]	Md [kNm]	Nd [kN]	Us1 [kN]
Paneles 1 y 2 ( $\Phi 16$ )	19	32	3650,715	7818,525	756,096	1130,698
Paneles 3 y 4 ( $\Phi 12$ )	20	30	2254,272	1954,631	1010,808	1014,423
Paneles 5 y 6 ( $\Phi 10$ )	16	38	1248,804	217,181	1010,808	561,962

### 4.3. CONEXIONES ENTRE PANEL-PANEL.

Una vez ya calculadas cada una de las tensiones que recaen en cada una de las juntas procedemos a su predimensionamiento y comprobación.

El primer análisis que se realiza es sobre las juntas verticales, por ello planteamos los tres tipos de uniones para cada caso, haciendo hincapié en las áreas con esfuerzos más desfavorables de ambos casos. Las juntas verticales, se diseñan frecuentemente con el objetivo de transmitir fuerzas cortantes. Este tipo de juntas, se producen por la unión de dos paneles lateralmente a lo largo de toda su longitud. Las juntas tienen que tener una capacidad resistiva al corte mínima, para conseguirlo es normal colocar un pasador horizontal sobre toda la zona de las juntas verticales con refuerzo complementario en las juntas horizontales entre los muros.

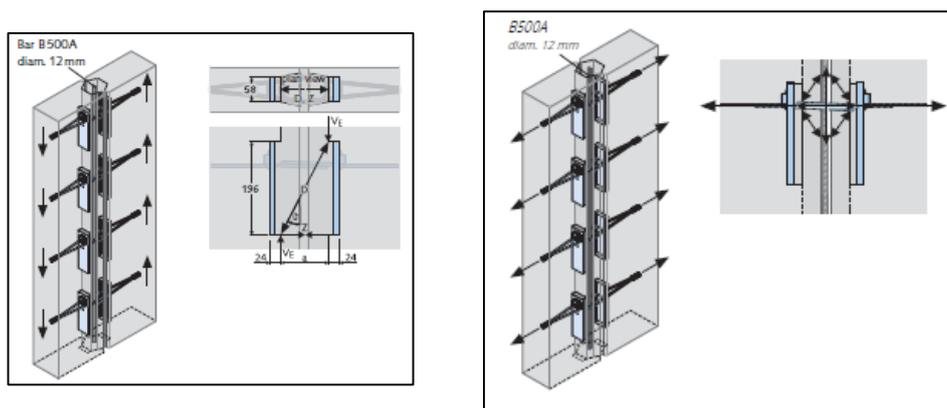
Sabemos los esfuerzos que recaen en cada una de las conexiones, por lo que se procede a diseñar cada una de las juntas, la primera junta a diseñar es la junta vertical que sufre una carga horizontal la cual correspondiente a la fuerza horizontal  $F_v$  y una fuerza vertical, en este caso de tracción, calculada como la suma del cortante debido al

momento generado por la carga horizontal y el esfuerzo vertical generado por la combinación de acciones verticales descritas previamente.

#### 4.3.1. Juntas verticales.

##### 4.3.1.1. Diseño de conexión mediante unión hormigonada.

El diseño de esta unión emplearemos las HALFEN HLB LOOP BOX, en este caso la unión solo sufre cargas transversales y cargas verticales.



Se establece las condiciones para el cálculo donde las capacidades resistivas de la tienen que ser superiores a las cargas que sufre la estructura.

- Capacidad perpendicular para cada bloque individual.

$$Z_{max} = \frac{F_{min} * 2}{\gamma} = \frac{22.7 * 2}{3} = 15.1 \text{ kN}$$

- La resistencia al cizallamiento perpendicular del valor mínimo entre  $Z_{max} * 2$  y  $F_c/4$ , siendo de esta manera igual a 10 kN.
- Resistencia para las cargas transversales, para el tipo de panel, con grosor de 160 mm y una resistencia del hormigón de 40 MPa. La resistencia es  $14.3/4=3.575\text{kN}$ , el valor de 14.3 se extrae de tablas suministradas por el proveedor de Halfen HLB Loop Box.

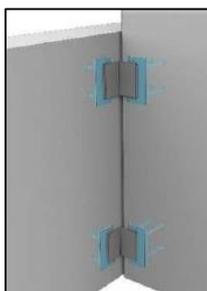
Comparando la capacidad de esta unión con los esfuerzos que recaen sobre los paneles de la planta, sería necesarios colocar:

- Para compresión/tracción se necesitaría colocar 31 bucles.
- Para el esfuerzo horizontal, que genera cortante, serán 24 bucles.

Por la altura del panel es inviable colocar tantos bucles.

4.3.2. Diseño de conexión mediante unión soldada.

Para este caso de uniones, emplearemos las soluciones aportadas por el PCI. Para este tipo de unión se emplearan platos empotrados en los paneles prefabricados, que se unirán entre sí mediante la soldadura que una los platos de los diferentes paneles. La placa que une ambas pletinas tiene forma de L. El espesor de la soldadura es  $0,7 * t$  (menor espesor de los aceros a unir).



1 Junta Horizontal con unión soldada.

Los platos empotrados que se van a utilizar en esta unión son los platos WELDA. En este caso usaremos el WELDA 200x200-112, con las siguientes medidas:

B [mm]	L [mm]	H [mm]	t [mm]	hef [mm]	s1 [mm]	s2 [mm]	Φd [mm]	nx	ny	Peso [kg]
200	200	112	12	104	120	120	13	2	2	4,3

Para las pletinas empotradas, es necesario tener en cuenta que como están distribuidas el esfuerzo de compresión puede actuar de cortante para la otra pletina y viceversa, de esta manera la capacidad de la unión vendrá su menor valor de resistencia.

La capacidad a cortante de la pletina empotrada viene dada por la siguiente expresión:

$$V_n = H_n = 0.65 * n * A_{se} * f_y = 155.3 \text{ kN}$$

Donde  $A_{se}$  corresponde al área de cada uno de los anclajes con cabeza cónica y  $n$  el número de anclajes en la pletina.

Para la compresión de la pletina:

$$T_n = 0.75 * n * A_{se} * f_y = 179,19 \text{ kN}$$

Se procede con la capacidad del hormigón al cortante, donde  $BED=d_{e1}=30 \text{ mm}$ :

$$V_{c1} = \Phi * V_{co1} * c_{X1} * C_{Y1} * C_{ev1} * C_{vcr} = 71,08 \text{ kN}$$

$$V_{co1} = 87 * \lambda * \sqrt{f'_c} * d_{e1}^{1.33} * d_o^{0.75} = 402,3 \text{ kN}$$

$$C_{X1} = \frac{n_x * X}{2,5 * d_{e1}} + 2 - n_{sides} \leq n_x; C_{X1} = 2$$

$$C_{Y1} = \frac{(n_y * Y)^{0.25}}{0.6 * d_{e1}} + 0,15 \leq 1; C_{Y1} = 0,31$$

$$C_{ev1} = 1 - \left( \frac{e_{v1}}{4 * d_{e1}} \right) \leq 1; C_{ev1} = 0,38$$

$$C_{vcr} = 1$$

Seguido la resistencia a compresión del hormigón:

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (d_{e1} + 3 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 135,428 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 3.33 * \lambda * \sqrt{\frac{f'_c}{h_{ef}}} = 1,88$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left[ \frac{de_{min}}{1.5 * h_{ef}} \right] = 0.78$$

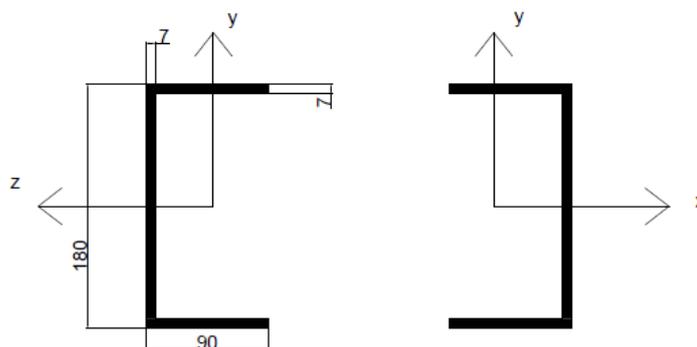
$$C_{crb} = 1$$

La resistencia a la tracción del panel:

$$N_{pn} = 11,2 * A_{se} * f'_c * C_{crp} = 147,2 \text{ kN}$$

$$C_{crp} = 1$$

En la soldadura, analizaremos los esfuerzos máximos que podrá soportar, con la siguiente geometría:



$$F_x = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 616,2 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

Solo quedarían los cálculos destinados al plato que une las dos pletinas mediante la soldadura, no hace falta calcular la segunda pletina debido a que son idénticas y se colocan simétricamente. Como datos de la placa tenemos  $b=180 \text{ mm}$ ,  $d=180 \text{ mm}$  y  $t=10 \text{ mm}$ .

Para el cortante aplicamos tomaremos menor valor de los siguientes:

$$V_n = H_n = 0.9 * A * f_y = 340,2 \text{ kN}$$

$$V_n = H_n = Z * \frac{f_y}{0.5 * e_x} = 472,5 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{t * b^2}{4} = 81000 \text{ mm}^3$$

$$e_x = b - \bar{x} = 120 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = \frac{d^2}{(d + 2 * b)} = 60 \text{ mm}$$

Y para la compresión de la chapa:

$$T_n = 0.9 * A * f_y = 567 \text{ kN}$$

La capacidad de la unión corresponde a los valores mínimos de la unión, el cual es 71,08 kN:

- Para la compresión será preciso 6 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 3.
- Para el esfuerzo horizontal serán 6.

De esta manera para este tipo de conexión se colocarán 6.

4.3.3. *Diseño de conexión mediante unión atornillada.*

Para esta unión se plantea la colocación de cuatro tornillos calidad 8.8 situados dos y dos en los extremos superiores e inferiores del panel.

Clase	Ordinarios			Alta Resistencia	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
Tensión de rotura $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Así pues, con  $n = 4$  (número de tornillos):

$$V_{Ed} = \frac{361,97}{n} = 90,49 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \frac{381,26}{n} = 95,32 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{1,25} \geq 90,49 \text{ kN}; A_s \geq 235,66 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{1,25} \geq 95,32 \text{ kN}; A_s \geq 235,66 \text{ mm}^2$$

Tomaremos un tornillo M 24. Y se realiza la comprobación de cortante y axil:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1; 0,98 \leq 1$$

La cumple.

 4.3.2. *Juntas horizontales.*

En el caso de las juntas horizontales, se componen por la unión de paneles en sus lados inferiores o superiores.

 4.3.2.1. *Diseño de conexión mediante unión hormigonada.*

Antes de ningún cálculo de la unión hay que comprobar la capacidad al rasante de la junta, para ello aplicando el EHE, donde  $V_d$  es el esfuerzo cortante que recae en la junta.

El rasante máximo que actúa en la primera planta es 0,61 Mpa (es la máxima tanto en ELU 1 como en ELU 17).

Aplicando las dos comprobaciones (EHE-0.8 y EN 1992-1-1):

EN EHE-0.8:

$$\tau_{ru} = \left( \frac{A_{st}}{s * p} * f_{yad} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu * \sigma_{cd} \right) + \beta \left( 1.30 - \frac{0.3f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} = 4,131 MPa$$

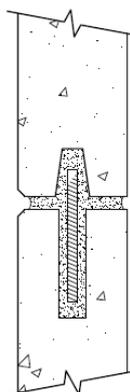
Con  $\mu=0,7$ ,  $\alpha=90^\circ$ , y  $\beta=0.8$ .  $\sigma_{cd}$  como la tensión externa de cálculo normal al plano de la junta.

$$\tau_{ru} = \frac{A_{st}}{s * p} * f_{yad} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu * \sigma_N + c * f_{ctd} = 3,71 MPa$$

Con  $c=0,41$ .

Se cumplen ambas comprobaciones.

Se diseñan empotrando “espigas/dowel” en el panel dejando libre un hueco en el que se rellenará in situ con mortero y se rellena el resto de la junta con mortero/grout para finalizar la unión, emplearemos las siguientes formulas y tablas. Como datos entrada tenemos  $a_1=90$  m,  $l=80$  mm y una  $t=50$  mm.



La resistencia axial de la unión la tenemos como:

$$N_{Rd} = f_{cd,joint} * A_{joint} = \beta * f_{cd,wall} * a_1 * l = 304,128 kN$$

Donde  $\beta_0=0.6875$  y  $\beta=0.88$ , este último valor se obtiene mediante la introducción de  $\beta_0$  y la relación de  $a_1/t$  en la tabla que se ha adjuntado previamente.

La resistencia a la cortante vendrá dada por la siguiente expresión que relaciona el área de la espiga ( $\Phi=30$  mm, en este caso) con su tensión de rotura ( $f_u=450$  MPa):

$$V_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} * f_{ut} * A_s = 183,65 kN$$

$$N_{Rd} = 0.9 * 0.75 * f_{ut} * A_s = 206,76 \text{ kN}$$

Con estos valores:

- Para la compresión será preciso 2 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 1.
- Para el esfuerzo horizontal serán 2.

De esta manera solo será necesario colocar 2.

#### 4.3.2.2. *Diseño de conexión mediante unión soldada.*

El diseño es bastante parecido al utilizado en las juntas verticales con uniones soldadas, los elementos usados son pletinas WELDAS. Su colocación consiste en el empotramiento de la pletina inferior en la parte superior del panel paralelamente al suelo, y la pletina superior empotrada en el inferior del panel, perpendicular al suelo. Las pletinas se unirán mediante la soldadura de una placa en forma de L a ambas partes. El espesor de la soldadura es  $0,7 * t$  (menor espesor de los aceros a unir).

Para la pletina superior, las pletinas del diseño serán las WELDA 150x150-110, cabe destacar que el ancho de la pletina deberá ser inferior al ancho del panel.

La resistencia a cortante:

$$V_n = 0.65 * A_{se} * f_y = 91.89 \text{ kN}$$

Y al axil:

$$T_n = 0.75 * A_{se} * f_y = 106.03 \text{ kN}$$

Se procede con la capacidad del hormigón al cortante, donde  $BED = d_{e1} = 30 \text{ mm}$

$$V_{c3} = \Phi * V_{c03} * C_{x3} * C_{h3} * C_{ev3} * C_{vcr} = 42,52 \text{ kN}$$

$$V_{c03} = 16.5 * \lambda * \sqrt{f'_c} * (BED)^{1.33} = 55,21 \text{ kN}$$

$$C_{x3} = 0,85 + \frac{X}{3 * BED} = 1,1$$

$$C_{ev3} = \frac{1}{1 + 0,67 * \left(\frac{e'_v}{BED}\right)} \leq 1; C_{ev3} = 1$$

$$C_{h3} = 0,75 * \sqrt{\frac{h}{BED}} = 1$$

$$C_{vcr} = 1$$

Seguido la resistencia a compresión del hormigón:

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (d_{e1} + 3 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 151.149 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 3.33 * \lambda * \sqrt{\frac{f'_c}{h_{ef}}} = 1,88$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left[ \frac{de_{min}}{1.5 * h_{ef}} \right] = 0.78$$

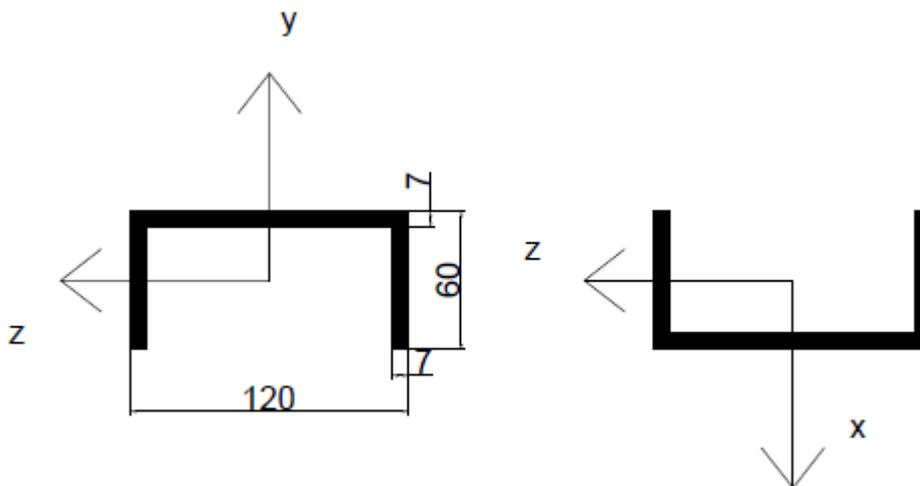
$$C_{crb} = 1$$

La resistencia a la tracción del panel:

$$N_{pn} = 11,2 * A_{se} * f'_c * C_{crp} = 87,03 \text{ kN}$$

$$C_{crp} = 1$$

En la soldadura, analizaremos los esfuerzos máximos que podrá soportar, con la siguiente geometría:



$$F_x = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 616,2 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

Solo quedarían los cálculos destinados al plato que une las dos pletinas mediante la soldadura, no hace falta calcular la segunda pletina debido a que son idénticas y se colocan simétricamente. Como datos de la placa tenemos  $b=120 \text{ mm}$ ,  $d=120 \text{ mm}$  y  $t=10 \text{ mm}$ .

Para el cortante aplicamos tomaremos menor valor de los siguientes:

$$V_n = H_n = 0.9 * A * f_y = 291,6 \text{ kN}$$

$$V_n = H_n = Z * \frac{f_y}{e_y} = 182,25 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{t * b^2}{4} = 36000 \text{ mm}^3$$

$$e_y = b - \bar{x} = 80 \text{ mm}$$

$$\bar{y} = \frac{d^2}{(d + 2 * b)} = 40 \text{ mm}$$

Y para la compresión de la chapa:

$$T_n = 0.9 * A * f_y = 486 \text{ kN}$$

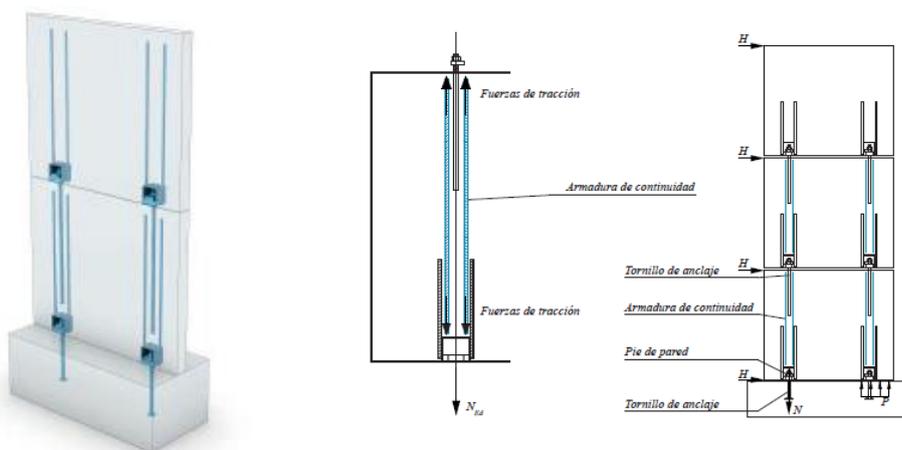
La capacidad de la unión corresponde a los valores mínimos de la unión, el cual es 42,08kN:

- Para la compresión será preciso 9 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 5.
- Para el esfuerzo horizontal serán 4.

De esta manera para este tipo de conexión se colocarán 9.

#### 4.3.2.3. *Diseño de conexión mediante unión atornillada.*

En el caso de las juntas horizontales con uniones atornilladas, se puede emplear los pies de pared SUMO del proveedor PEIKKO, que permiten un montaje rápido y sencillo de gran rigidez sin la necesidad de aplicar soldadura.



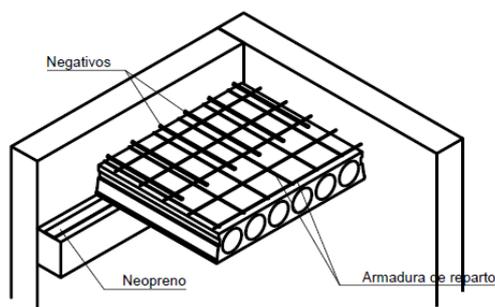
Utilizando pies de pared SUMO, PEIKKO nos suministra tanto su resistencia de compresión y tracción del pie, como la resistencia del tornillo que se utiliza al cortante. Tomando para estas uniones los tornillos SUMO 39 H, los cuales tienen una resistencia a cortante de 125 kN y a compresión/tracción 383 kN.

- Para compresión/tracción se necesitaría un pie de pared.
- Para el esfuerzo horizontal se necesitará 3 pies de pared.

Para este tipo de unión se colocarían 3 pies de pared.

#### 4.4. Conexiones entre el panel y el forjado.

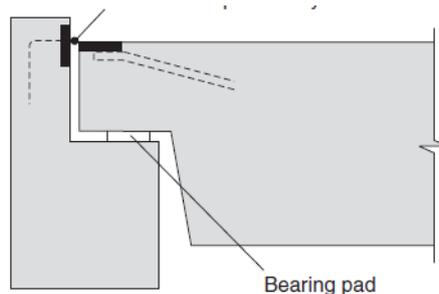
Este tipo de conexiones se encuentran en las partes inferiores y superiores de los paneles que a su vez también se conectan con otros paneles a través de las juntas verticales. Son las encargadas de hacer de apoyos para el forjado. Básicamente la conexión de una ménsula ubicada en el panel con el forjado. Para seleccionar el número de uniones necesarias en este solo tendremos en cuenta la carga horizontal, que genera cortante y a su vez rasante.



Aplicando las limitaciones indicadas en el EHE, en el artículo 59.2.3.3, para la colocación de los forjados será necesario, al menos, realizarse sobre una capa de mortero mínimo de 15 mm, sobre bandas de material elastoméricos o sobre apoyos individuales ubicados bajo cada nervio de la losa. Además, el esfuerzo calculado como presión de apoyo no podrá ser superior a  $0,4f_{cd}$  del menor de los hormigones que se encuentran en contacto; en caso de que se apoyen sobre mortero será el  $0,85f_{cd}$ .

$$\frac{N_{Rd}}{a_1 * b_1} \leq 0,85 * f_{cd}$$

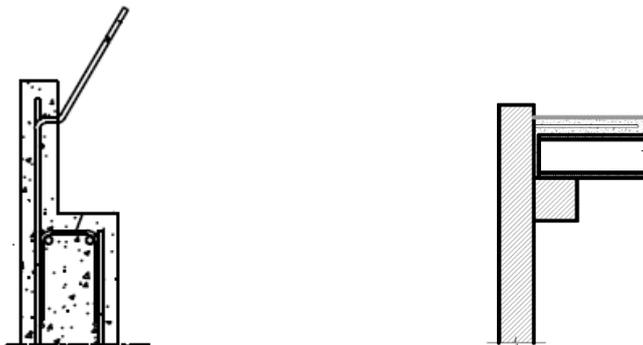
Las losas alveolares y las losas compactas tienen normalmente una carga de apoyo que varía entre 10 y 100kN/m. Ante una variedad de métodos de conexión, seleccionamos los que nos permitan soportar diferentes esfuerzos, es por ello que eliminamos las bandas de rodamiento que solo pueden soportar cargas verticales. Como se verá a continuación, se mostrarán tres ejemplos de uniones de paneles con el forjado.



#### 4.4.1. Diseño de conexión mediante unión hormigonada.

Además de la comprobación a compresión marcada por el EHE, que tiene que ser inferior a  $0,85*f_{cd}$ , también se deberá aplicar la comprobación del rasante previamente mencionado antes. Que al ser también en la primera planta y con los mismos valores la comprobación será idéntica y se cumplirá igualmente.

La unión consiste, en colocar sobre la ménsula mortero o neopreno de apoyo, para soportar el forjado y una barra de acero corrugado libre, como se observa en la imagen. Una vez que se colocado la losa alveolar o el elemento que se vaya emplear como forjado, se procede a doblar la barra de acero hasta que se encuentre paralela con la superficie de la losa, para más tarde hormigonar sobre ella. La resistencia de esta unión la marcara la resistencia de la armadura. Vamos a tomar los siguientes datos para esta unión, espesor del hormigón de cobertura 50 mm, separación del forjado con el panel 15 mm.



Las capacidades resistivas se calculan mediante las siguientes expresiones, donde seleccionares los valores mínimos.

Para la resistencia a cortante, comenzamos con el primer caso:

$$V = 0,75 * f_y * \mu_e * A_v = 155,03$$

Donde

$$\mu_e = \frac{1000 * \lambda * A_{cr} * \mu}{V} = 7,38 \leq 2,2$$

$$\mu_{e,max} = 2,2$$

$$A_{cr} = e_{panel} * r_{armadura} = 6400mm^2$$

$$\mu = 0.6 * \lambda$$

$$A_v = A_{barra} * \Phi_{red} = 208 mm^2$$

$$\Phi_{red} = 0,17$$

$$l_{dh} = 0,02 * \lambda * \frac{f_y}{f'_c} * d_b = 5,40$$

$$Longitud\ de\ empotramiento = \frac{t}{2} + \frac{d_b}{2} = 32,5$$

En el segundo caso:

$$V = 0,75 * f_y * \mu_e * A_v = 88,9\ kN$$

$$\mu_e = \frac{1000 * \lambda * A_{cr} * \mu}{V} = 8,65 \geq 3,4$$

$$\mu_{e,max} = 3,4$$

$$A_{cr} = (t - d_b) * r_{armadura}$$

Daniel Galdeano Montori

$$\mu = 1,4 * \lambda = 1,4$$

$$A_v = A_{barra} * \Phi_{red} = 77,55 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{red} = 0,06$$

$$l_{dn} = 0,02 * \lambda * \frac{f_y}{f'_c} * d_b = 5,40 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud de empotramiento} = \frac{e_{panel}}{2} + \frac{d_b}{2} = 87,5 \text{ mm}$$

Y por último la resistencia al axil:

$$N_s = 0,9 * A_s * f_y = 508,94 \text{ kN}$$

Comparando la capacidad de la unión ( $V_{Rd}=88,99 \text{ kN}$ ) con el esfuerzo, necesitaremos 5.

#### 4.4.2. Diseño de conexión mediante unión soldada.

En el caso de esta unión, utilizaremos elementos de unión de la empresa PEIKKO, como se han empleado anteriormente, similar a las uniones soldadas entre panel-panel. La diferencia en este caso, es la colocación de mortero o neopreno de apoyo entre el forjado y al ménsula. La unión consiste en dos pletinas, una empotrada perpendicular al suelo en el panel y la otra en el forjado. El forjado no podrá está compuesto por placas alveolares pero si por prelosas o elementos macizos de hormigón.

Al igual que en las demás conexiones con forjado será necesario la colocación de mortero o neopreno de apoyo, que se encargara de soportar el apoyo el forjado.

En el diseño seleccionamos las pletinas WELDA 200x200 -112, con las siguientes características. El espesor de la soldadura es  $0,7*t$  (menor espesor de los aceros a unir).

B [mm]	L [mm]	H [mm]	t [mm]	hef [mm]	s1 [mm]	s2 [mm]	Φd [mmm]	nx	ny	Peso [kg]
200	200	112	12	104	120	120	13	2	2	4,3

La resistencia a cortante:

$$V_n = H_n = 0,65 * A_{se} * f_y = 155,30 \text{ kN}$$

Y al axil:

$$T_n = 0,75 * A_{se} * f_y = 179,19 \text{ kN}$$

Se procede con la capacidad del hormigón al cortante, donde  $BED=160 \text{ mm}$

$$V_{c3} = \Phi * V_{c03} * C_{x3} * C_{h3} * C_{ev3} * C_{vcr} = 62,33 \text{ kN}$$

$$V_{c03} = 16.5 * \lambda * \sqrt{f'_c} * (BED)^{1.33} = 88,95 \text{ kN}$$

$$C_{x3} = 0,85 + \frac{X}{3 * BED} = 1,1$$

$$C_{ev3} = \frac{1}{1 + 0,67 * \left(\frac{e'_v}{BED}\right)} \leq 1; C_{ev3} = 1$$

$$C_{h3} = 0,75 * \sqrt{\frac{h}{BED}} = 1$$

$$C_{vcr} = 1$$

Seguido la resistencia a compresión del hormigón:

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (d_{e1} + 3 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 177,66 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 3.33 * \lambda * \sqrt{\frac{f'_c}{h_{ef}}} = 1,88$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left[\frac{de_{min}}{1.5 * h_{ef}}\right] = 0.73$$

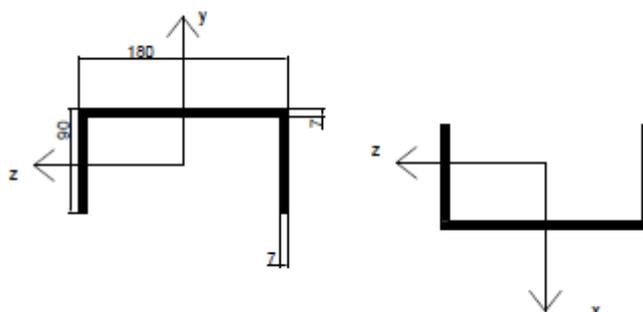
$$C_{crb} = 1$$

La resistencia a la tracción del panel:

$$N_{pn} = 11,2 * A_{se} * f'_c * C_{crp} = 147,17 \text{ kN}$$

$$C_{crp} = 1$$

En la soldadura, analizaremos los esfuerzos máximos que podrá soportar, con la siguiente geometría:



$$F_x = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 616,2 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

Solo quedarían los cálculos destinados al plato que une las dos pletinas mediante la soldadura, no hace falta calcular la segunda pletina debido a que son idénticas y se colocan simétricamente. Como datos de la placa tenemos  $b=120 \text{ mm}$ ,  $d=120 \text{ mm}$  y  $t=10 \text{ mm}$ .

Para el cortante aplicamos tomaremos menor valor de los siguientes:

$$V_n = H_n = 0.9 * A * f_y = 437,4 \text{ kN}$$

$$V_n = H_n = Z * \frac{f_y}{e_y} = 273,38 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{t * b^2}{4} = 81000 \text{ mm}^3$$

$$e_x = b - \bar{x} = 120 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = \frac{d^2}{(d + 2 * b)} = 60 \text{ mm}$$

Y para la compresión de la chapa:

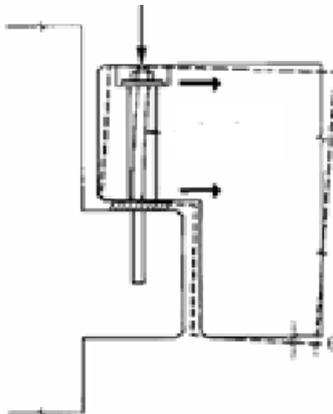
$$T_n = 0.9 * A * f_y = 437,4 \text{ kN}$$

La capacidad de la unión corresponde a los valores mínimos de la unión, el cual es 62,33 kN, por lo que se necesitarán 6 uniones:

#### 4.4.3. Diseño de conexión mediante unión atornillada.

Al igual en los dos casos anteriores, será necesario el diseño de un apoyo de mortero o neopreno. La unión consistirá en el apoyo ya nombrado, y los dos elementos unidos mediante tornillos. El forjado será de prelosas o de elementos macizos de hormigón, evitando siempre las placas alveolares.

Consiste en un perno anclado en la ménsula, que se une al elemento macizo del forjado atornillándolo en el extremo superior del perno, como se puede ver en la figura. Al igual que en el resto de uniones de paneles con forjado, se colocara una base de apoyo de mortero.



Para esta unión al igual que en la unión atornillada para las juntas verticales son tornillos de calidad 8.8, y se dispondrán 4 tornillos a largo de la ménsula, separados cada uno de otro a un distancia de 80 cm:

$$V_{Rd} = \frac{381,26}{n} = 95,32 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{1,25} \geq 90,49 \text{ kN}; A_s \geq 294,57 \text{ mm}^2$$

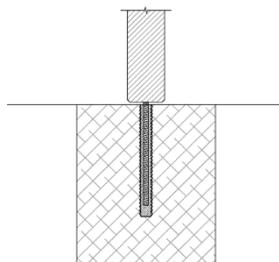
Se emplearán tornillos M 20, con un área de 314,16 mm<sup>2</sup>.

#### 4.5. CONEXIONES ENTRE PANELES- CIMENTACIÓN.

Una vez analizado el resto de la estructura, donde se ha calculado tanto las uniones de las juntas verticales y horizontales entre los paneles, como las uniones de los paneles con las placas de forjado. Se procede con el análisis y cálculo de las uniones entre los paneles y cimentación.

##### 4.5.1. Diseño de conexión mediante unión hormigonada.

Conexión similar a la junta horizontal de panel-panel, consiste principalmente unir los dos elementos a través de una espiga que se encuentra en el panel, una vez unidos se rellena el hueco que hay en la cimentación con lechada o mortero para terminar la conexión. Como datos, para el diseño de esta unión  $a_1=160 \text{ mm}$ ,  $L=80 \text{ mm}$  y  $t$  (espesor de la unión) corresponde a la profundidad de la unión es 480 mm



La resistencia a cortante, será la resistencia a cortante de la espiga ( $\Phi=40\text{mm}$  y  $f_u=450\text{ MPa}$ ):

$$V_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} * f_y * A_s = 326,48 \text{ kN}$$

Para la tracción:

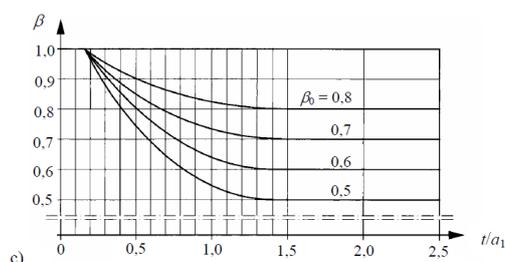
$$T_n = 0,65 * A_{se} * f_y = 367,56 \text{ kN}$$

A estas resistencias hay que añadirles la capacidad resistente de la sección hormigonada, para su cálculo se emplea el método aplicado en las juntas horizontales entre paneles.

La resistencia axial de la unión la tenemos como:

$$N_{Rd} = f_{cd,joint} * A_{joint} = \beta * f_{cd,wall} * A_{unión} = 430.03 \text{ kN}$$

Donde  $\beta_0=0.6875$  y  $\beta=0.7$ , este último valor se obtiene mediante la introducción de  $\beta_0$  y la relación de  $a_1/t$  en a siguiente tabla:



Con estos valores:

- Para la compresión será preciso 7 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 5.
- Para el esfuerzo horizontal serán 3.

De esta manera solo será necesario colocar 7.

4.5.2. Diseño de conexión mediante unión soldada.

Al igual que en el resto de conexión mediante soldadura, se divide el diseño en 5 apartados. La unión consiste en una pletina con barras corrugadas empotradas en el panel unida a la cimentación mediante un plato soldado ambas partes.

Se comienza con la pletina empotrada en el panel, la cual será una pletina WELDA 200x200-112

B [mm]	L [mm]	H [mm]	t [mm]	hef [mm]	s1 [mm]	s2 [mm]	Φd [mm]	nx	ny	Peso [kg]
200	200	112	12	104	120	120	13	2	2	4,3

La capacidad a cortante horizontal, se plantea el siguiente sistema:

$$H_n = \frac{0.9 * n * A_{se} * f_y * s_2}{e_y} = 297,3 \text{ kN}$$

$$e_y = 150 \text{ mm}$$

Para el cortante vertical se tienen las siguientes expresiones:

El cortante del hormigón:

$$V_{c1} = \Phi * V_{co1} * c_{X1} * C_{Y1} * C_{ev1} = 145,18 \text{ kN}$$

$$V_{co1} = 87 * \lambda * \sqrt{f'_c} * d_{e1}^{1.33} * d_o^{0.75} = 462,35 \text{ kN}$$

$$C_{X1} = \frac{n_x * X}{2,5 * d_{e1}} + 2 - n_{sides} = 1$$

$$C_{Y1} = \frac{(n_y * Y)^{0.25}}{0.6 * d_{e1}} + 0,15 = 0,31$$

$$C_{ev1} = 1 - \left( \frac{e_{v1}}{4 * d_{e1}} \right) = 1$$

$$C_{vcr} = 1$$

El cortante de la pletina:

$$V_n = 0.65 * n * A_{se} * f_{ut} = 155,3 \text{ kN}$$

La resistencia a la compresión del hormigón:

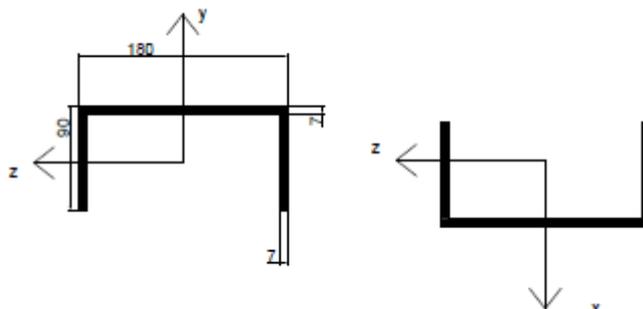
$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (X + 3 * h_{ef})(d_{e1} + Y + 1,5 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 171,37 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 3.33 * \lambda * \sqrt{\frac{f'_c}{h_{ef}}} = 1,876$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left[ \frac{d_{e1, min}}{1.5 * h_{ef}} \right] = 0,31$$

$$C_{crb} = 1$$

En la soldadura, analizaremos los esfuerzos máximos que podrá soportar, con la siguiente geometría:



$$F_x = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 616,2 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{f_u * a * l_w}{\beta_{LW} * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = 308,1 \text{ kN}$$

En el plato que une los dos elementos, los datos de la placa tenemos  $b=180 \text{ mm}$ ,  $d=180 \text{ mm}$  y  $t=10 \text{ mm}$ .

$$V_n = 0,6 * 0,9 * A_s * F_y = 238,14 \text{ kN}$$

$$T_n = 0,9 * A_s * F_y = 396,9 \text{ kN}$$

$$H_n = 0,65 * n * A_{se} * f_y = 285,65 \text{ kN}$$

Y por último en esta conexión, la pletina empotrada en la cimentación tendrá las siguientes capacidades:

$$V_n = 0,65 * 4 * A_{se} * f_y = 155,3 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,75 * n * A_{se} * f_y = 179,19 \text{ kN}$$

Aplicando un método similar a la pletina empotrada en el panel.

Para el cortante del hormigón:

$$V_{c1} = 148,38 \text{ kN}$$

$$V_{co1} = 472,54 \text{ kN}$$

$$C_{X1} = 1$$

$$C_{Y1} = 0,31$$

$$C_{ev1} = 1$$

$$C_{vcr} = 1$$

Para la compresión del hormigón:

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs} * (d_{e1} + 3 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 190,89 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 1,875$$

$$\psi_{ed,N} = 0.89$$

$$C_{crb} = 1$$

En el cálculo de la capacidad de compresión, será el mínimo de los dos valores siguientes:

Para la compresión se tiene

$$N_{cb} = 0.75 * C_{bs}(X + 3 * h_{ef})(Y + 3 * h_{ef}) * \psi_{ed,N} * C_{crb} = 218,66 \text{ kN}$$

$$C_{bs} = 1,88$$

$$\psi_{ed,N} = 0.89$$

$$C_{crb} = 1$$

$$T_n = \frac{N_{cb}}{(0.5 + \frac{2}{\bar{Y}})} = 423,21 \text{ kN}$$

$$T_n = \frac{0.75 * n * A_{se} * f_y}{(0.5 + \frac{2}{\bar{Y}})} = 346,82 \text{ kN}$$

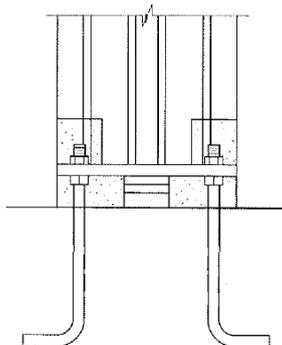
La resistencia de la unión para la compresión y tracción es 155,8 kN y para la fuerza horizontal 285,65 kN.

- Para la compresión será preciso 19 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 11.
- Para el esfuerzo horizontal serán 4.

Por lo que para este tipo de unión en cimentaciones serán necesarias 19 uniones.

4.5.3. Diseño de conexión mediante unión atornillada.

Por último en esta conexión, se plantea mediante el empotramiento de dos placas, situadas en los extremos inferiores del panel, cuadradas con cuatro agujeros para los pernos, que luego serán atornillados a la placa. También poseerán dos varillas en cada lado, para un total de 8 varillas en cada placa, las cuales poseen un diámetro de 20 mm cada una.



Se comienza con la resistencia de la base, que tendrá unas medidas de 160x160 mm. La resistencia tanto de axil como de cortante depende de las resistencias de las varillas de la base:

El axil:

$$T_n = 0.9 * 4 * A_{se} * f_y = 508,94 \text{ kN}$$

El cortante, con  $u=0,7*\lambda=0,7$ :

$$V_n = 0.75 * A_{se} * f_y * u = 725,7 \text{ kN}$$

$A_c$  es el área correspondiente de la base menos los agujeros para los pernos, en  $\text{mm}^2$ .

Realizado la comprobación de la base, se procede con el cálculo de los pernos, estos pernos que se encontrarán anclados a la cimentación tienen un diámetro de 20 mm, el primer cálculo será es la resistencia a cortante:

$$V_1 = 0.75 * n * A_b * f_y * \mu = 142 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.75 * 0.2 * f_y * A_c * 4 = 308,88 \text{ kN}$$

Con  $A_b$  área de los pernos, en  $\text{mm}^2$ , y  $\mu=0,55*\lambda$ . Y  $A_c$  es el área correspondiente de la base menos los agujeros para los pernos, en  $\text{mm}^2$ .

Para el grupo de pernos,  $\psi_3=1,25$  y  $\psi_4=1,4$

$$N_n = 0.8 * A_{se} * f_{ut} = 1809,55 \text{ kN}$$

$$N_b = k * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1,5} = 544,9 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{NO}} * \psi_3 * N_b = 681,22 \text{ kN}$$

$$N_{pn} = \psi_4 * 0,9 * f'_c * e_h * d_o * n = 332,64 \text{ kN}$$

$$A_N = 9 * h_{ef}^2 = 756900 \text{ mm}^2$$

$$A_{No} = (3 * h_{ef} + S_t) = 562500 \text{ mm}^2$$

La capacidad de la unión es para compresión 332,64 kN, para la tracción 508,9 kN y para la fuerza de horizontal 308,88 kN.

- Para la compresión será preciso 9 uniones de este tipo
- Para la tracción se necesitaría colocar 5.
- Para el esfuerzo horizontal serán 3.

Serán necesario 9 uniones de este tipo.

#### 4.6. Conclusión de las uniones para el caso hipotético.

Ante tales soluciones, se procede a la selección de cada unión para las diferentes conexiones entre los paneles.

Para la junta vertical se selecciona la unión mediante soldadura tomando 6 uniones como la descrita. También se podría seleccionar la unión atornillada que proporciona y ante esfuerzos superiores solo habría que aumentar el número del tornillo a usar.

Para la junta horizontal se tomará la unión atornillada puesto que presenta la unión más sencilla y cumple bastante bien con la compresión y la tracción. La unión hormigonada también sería bastante validada por las grandes resistencias que presenta.

En el caso de la unión con el forjado, se elige la unión hormigonada debido a su resistencia y proporciona continuidad a la unión.

Y por último para la conexión con la cimentación tanto la unión hormigonada como la atornillada presentan grandes resistencias, por lo que se seleccionaría la que exigiera menor número de uniones (hormigonada).

## **CONCLUSIÓN.**

En el desarrollo de este Trabajo de Fin de Grado he obtenido una gran formación acerca del hormigón prefabricado. En este proyecto se ha realizado una investigación de su pasado, su fabricación y su prospero futuro en el proceso constructivo de edificaciones debido a sus grandes ventajas constructivas y de organización.

Mediante el estudio de las diferentes normas que reglamentan el hormigón prefabricado como puede ser PCI, o el EU-1992 y diferentes como el Kim Elliot se ha elaborado un modelo aplicable para el diseño de las uniones.

Además se ha incorporado al proyecto un ejemplo en el que se diseñan las diferentes uniones entre los paneles prefabricados y los elementos constructivos de un edificio residencial.

## BIBLIOGRAFÍA.

- Kim Elliot, “Precast Concrete Structures”
- PCI Connections Manual for precast and prestressed concrete construction
- Christian Escrig “Evolucion de los sistemas de construcción industrializados a base de elementos prefabricados de hormigón”
- <https://www.alimarket.es/construccion/noticia/321962/5-tendencias-que-haran-que-el-sector-de-la-construccion-salga-reforzado-de-la-pandemia>
- <https://www.heraldo.es/branded/construccion-en-espana-en-continuo-crecimiento-y-tirando-de-la-economia/>
- Manterola Armisen, Javier. “La estructura resistente de los edificios altos.”
- EHE-08. INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EUROCÓDIGO 2. PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
- CONNECTIONS FOR ARCHITECTURAL PRECAST CONCRETE, PCI.
- HALFEN HLB LOOP BOX, TECHNICAL PRODUCT INFORMATION.
- MANUAL TÉCNICO WELDA Y WELDA STRONG.
- APUNTES DE ASIGNATURAS DE INGENIERÍA MECÁNICA (ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN, ESTRUCUTURAS METÁLICAS, CRITERIO Y DISEÑO DE MAQUINAS, etc).
- “STRUCTURAL CONNECTIONS FOR PRECAST CONCRETE BUILDING. Guide to good practice.” Fib Bulletin 43.
- Uniones viga-columna continuas de hormigón armado prefabricado: apuntes sobre su comportamiento. Janet Otmara Martínez Cid, Julia Rosa Álvarez López y Nelson Fundora Sautié