



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Estudio para la definición del sistema de rigidización de la  
estructura de un edificio modular prefabricado.

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería de Obras Públicas

AUTOR/A: Perez Monteagudo, Adrian

Tutor/a: Gisbert Doménech, Carlos Miguel

Cotutor/a: Fernández Prada, Miguel Ángel

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, agradecer a la empresa IHD Modular 2030 el haber confiado en mi para realizar las prácticas, en especial a Mario Pérez fundador de la empresa el cual siempre me dio apoyo e hizo que me integrara de forma cómoda en el entorno laboral, también mencionar a Alejandro García, el arquitecto de IHD e, cual me ayuda a desarrollar todas las ideas de cálculo para la empresa.

En segundo lugar, agradecer a mis tutores Carlos Gisbert y Miguel Ángel Fernández, por el apoyo en la realización del trabajo y por su excelente orientación a lo largo del proyecto.



## **RESUMEN**

El objetivo de este trabajo es el estudio y análisis del comportamiento, diseño y optimización de las pantallas de rigidización de edificios modulares en altura mediante la automatización de los cálculos necesarios para la verificación de los estados límite que son de aplicación según la normativa vigente para este tipo de estructuras..

El trabajo se estructura en 5 bloques:

- Estado del arte relativo a la construcción modular, detallando las ventajas e inconvenientes que presentan este tipo de construcciones.
- Planteamiento del problema desde un punto de vista genérico, detallando la importancia que tiene la rigidización de los módulos prefabricados para garantizar su estabilidad y su adecuado comportamiento frente a acciones horizontales.
- Metodología de cálculo. En este bloque se expone la forma en la que se ha abordado el problema, así como la automatización de los cálculos.
- Análisis paramétrico. Previamente a la particularización en un ejemplo práctico, aprovechando el trabajo realizado, se realiza un análisis paramétrico del coste de las pantallas de rigidización en varios escenarios, con la finalidad de averiguar las dimensiones óptimas obtenidas para las mismas.
- Ejemplo de cálculo, desarrollando el mismo, así como los planos de detallado de las armaduras de la pantalla.

**Palabras clave:** prefabricados, MMC, construcción modular, hormigón, acero, acción del viento, esfuerzos, armado del hormigón.



## **RESUM**

L'objectiu d'aquest treball és l'estudi i anàlisi del comportament, disseny i optimització de les pantalles rígides d'edificis modulars en altura mitjançant l'automatització dels càlculs necessaris per a la verificació dels estats límit que són aplicables segons la normativa vigent per a aquesta mena d'estructures..

El treball s'estructura en 5 blocs:

- Estat de l'art relatiu a la construcció modular, detallant els avantatges i inconvenients que presenten aquest tipus de construccions.
- Plantejament del problema des d'un punt de vista genèric, detallant la importància que té la \*rigidizació dels mòduls prefabricats per a garantir la seua estabilitat i el seu adequat comportament enfront d'accions horitzontals.
- Metodologia de càlcul. En aquest bloc s'exposa la forma en la qual s'ha abordat el problema, així com l'automatització dels càlculs.
- Anàlisi paramètrica. Prèviament a la particularització en un exemple pràctic, aprofitant el treball realitzat, es realitza una anàlisi paramètrica del cost de les pantalles de \*rigidizació en diversos escenaris, amb la finalitat d'esbrinar les dimensions òptimes obtingudes per a aquestes.
- Exemple de càlcul, desenvolupant el mateix, així com els plans de detallat de les armadures de la pantalla.

**Paraules clau:** prefabricats, MMC, construcció modular, formigó, acer, acció del vent, esforços, armat del formigó.



## **ABSTRACT**

The aim of this work is the study and analysis of the behaviour, design and optimisation of the stiffening screens of modular high-rise buildings by automating the calculations necessary for the verification of the limit states that apply according to the current regulations for this type of structure.

The work is structured in 5 blocks:

- State of the art regarding modular construction, detailing the advantages and disadvantages of this type of construction.
- Approach to the problem from a generic point of view, detailing the importance of stiffening the prefabricated modules to guarantee their stability and adequate behaviour in the face of horizontal actions.
- Calculation methodology. This section describes the way in which the problem has been approached, as well as the automation of the calculations.
- Parametric analysis. Prior to the particularisation in a practical example, taking advantage of the work carried out, a parametric analysis of the cost of the stiffening screens in various scenarios is carried out, with the aim of finding out the optimum dimensions obtained for the same.
- Example of calculation, developing the same, as well as the detailed drawings of the reinforcement of the screen.

**Keywords:** precast, MMC, modular construction, concrete, steel, wind action, stresses, concrete reinforcement.



## ÍNDICE

<b>MEMORIA</b>	<b>.....1</b>
<b>1.</b>	<b>Introducción .....2</b>
<b>2.</b>	<b>Revisión del estado del arte.....3</b>
2.1.	<i>Situación actual de la edificación modular..... 3</i>
2.2.	<i>Tipología constructiva ..... 5</i>
2.3.	<i>Uniones..... 8</i>
2.4.	<i>Núcleos de rigidización..... 12</i>
2.5.	<i>Transporte ..... 13</i>
<b>3.</b>	<b>Configuración del sistema de rigidización ..... 14</b>
3.6.	<i>Planteamiento del problema..... 14</i>
3.7.	<i>Condicionantes de diseño..... 14</i>
<b>4.</b>	<b>Metodología de cálculo de las pantallas de rigidización..... 19</b>
4.1.	<i>Obtención de esfuerzos de diseño ..... 19</i>
4.2.	<i>Dimensionamiento de las armaduras longitudinales..... 22</i>
4.3.	<i>Dimensionamiento y comprobación frente a esfuerzo cortantes..... 37</i>
4.4.	<i>Armadura de piel..... 41</i>
4.5.	<i>Distribución real del armado ..... 41</i>
4.6.	<i>Anclajes y solapes..... 46</i>
<b>5.</b>	<b>Análisis paramétrico ..... 50</b>
<b>6.</b>	<b>Ejemplo de aplicación..... 65</b>
6.7.	<i>Valoración económica ..... 80</i>
<b>7.</b>	<b>Conclusiones..... 83</b>
<b>8.</b>	<b>Bibliografía ..... 85</b>
<b>ANEJO I: PLANOS</b>	<b>..... 1</b>
<b>1.</b>	<b>Planta General ..... 2</b>
<b>2.</b>	<b>Pantalla Dirección X ..... 3</b>
<b>3.</b>	<b>Armado sección X-X' ..... 4</b>
<b>4.</b>	<b>Armado sección Y-Y' ..... 5</b>
<b>5.</b>	<b>Armado sección Z-Z' ..... 6</b>
<b>6.</b>	<b>Despiece pantalla X ..... 7</b>
<b>7.</b>	<b>Pantalla Dirección Y ..... 8</b>
<b>8.</b>	<b>Armado sección X-X' ..... 9</b>
<b>9.</b>	<b>Armado sección Y-Y ..... 10</b>



<b>10.</b>	<b>Armado sección Z-Z' .....</b>	<b>11</b>
<b>11.</b>	<b>Despiece pantalla Y.....</b>	<b>12</b>



## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 2.1: Sistema con muro portante (4).....	6
Figura 2.2: Sistema de pilares portantes (4) .....	6
Figura 2.3: Sistema modular con núcleos de rigidización (4) .....	7
Figura 2.4: Sistema modular con podio (4).....	8
Figura 2.5: Conexión mediante placa externa (1) .....	10
Figura 2.6: Conexión mediante pernos largos (1) .....	11
Figura 2.7: Clases de unión para edificios modulares (3) .....	12
Figura 2.8:Ejemplo de edificio modular con núcleos de rigidización (en gris) (8) .....	13
Figura 3.1: Velocidad básica del viento (10) .....	16
Figura 3.2:Curvas coeficiente de exposición, el eje de abscisas muestra las distintas alturas del edificio. .....	17
Figura 4.1:Esfuerzos para $x= +\infty$ .....	22
Figura 4.2:Esfuerzos para $x= -\infty$ .....	23
Figura 4.3:Esfuerzos para $x= x_{lim}$ .....	23
Figura 4.4:Diagrama Momento-Axil. ....	24
Figura 4.5:Zona B .....	25
Figura 4.6:Zona C .....	26
Figura 4.7:Zona C .....	27
Figura 4.8:Zona E .....	28
Figura 4.9:Zona F .....	29
Figura 4.10:Equilibrio de esfuerzos para el cálculo de armado .....	30
Figura 4.11:Elementos cálculo de cortante (8) .....	38
Figura 4.12:Distribucion de armadura.....	45
Figura 6.1:Cuadro despiece pantalla dirección X .....	81
Figura 6.2:Cuadro despiece pantalla dirección Y .....	82





## **LISTA DE TABLAS**

Tabla 3.1: Condicionantes del edificio, pantallas y resistencia materiales .....	15
Tabla 3.2: Tipologías de las pantallas (6) .....	15
Tabla 3.3: Grados de aspereza .....	17
Tabla 3.4: coeficiente eólico de presión .....	18
Tabla 4.1; Tabla resumen de los esfuerzos de las pantallas .....	21
Tabla 4.2: Tabla resumen del armado de cálculo .....	31
Tabla 4.3: Diámetro máximo de barras (10) .....	33
Tabla 4.4: Separación máxima de barras (10) .....	33
Tabla 4.5: cuantías mínimas geométricas (11) .....	35
Tabla 4.6: Tabla resumen del armado mínimo .....	36
Tabla 4.7: Tabla resumen armadura de cortante .....	40
Tabla 4.8: Elección de número de capas y diámetro de barras .....	42
Tabla 4.9: Elección de número de barras a disponer y armadura real dispuesta .....	43
Tabla 4.10: Distribución de armado en altura .....	44
Tabla 4.11: Distribución armadura cortante .....	46
Tabla 4.12: Distribución armadura de piel .....	46
Tabla 4.13: Cálculo longitudes de barra .....	49
Tabla 6.1: Cálculo solicitaciones dirección X .....	66
Tabla 6.2: Armado de flexión dirección X .....	67
Tabla 6.3: Cálculo de armado de cortante dirección X .....	68
Tabla 6.4: Cálculo de armado de piel dirección X .....	68
Tabla 6.5: Elección de condicionantes para la distribución de armado en dirección X .....	69
Tabla 6.6: Resumen de armado en dirección X .....	70
Tabla 6.7: Gráfico de distribución del armado de flexión en dirección X .....	71
Tabla 6.8: Cálculo de longitudes de anclaje y solape en dirección X .....	72
Tabla 6.9: Cálculo solicitaciones dirección Y .....	73



<b>Tabla 6.10:Armado de flexión dirección Y .....</b>	<b>74</b>
<b>Tabla 6.11:Calculo de armado de cortante dirección Y.....</b>	<b>75</b>
<b>Tabla 6.13:Eleccion de condicionantes para la distribución de armado en dirección Y.....</b>	<b>76</b>
<b>Tabla 6.14:Resumen de armado en dirección Y.....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 6.15:Grafico de distribución del armado de flexión en dirección Y .....</b>	<b>78</b>
<b>Tabla 6.16:Calculo de longitudes de anclaje y solape en dirección Y .....</b>	<b>79</b>



# MEMORIA



## 1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en Europa, la construcción prefabricada está en auge, no obstante, esta presenta una gran cantidad de obstáculos para su implementación. Aun así, debido a sus ventajas, cada vez son más las administraciones y empresas que apuestan por este tipo de construcción.

El presente proyecto se centra sobre todo en la construcción volumétrica, en especial en la construcción modular, usando esta para hacer edificios residenciales en altura, siendo de utilidad para la empresa IHD Modular 2030, en la cual hice las prácticas de empresa.

Aunque la construcción modular presenta varios ámbitos en los cuales realizar un proyecto, tales como cálculo de módulos, cálculo de uniones, y cálculo de cimentaciones, en este trabajo se va a ver el cálculo y dimensionamiento de las pantallas de rigidización de los edificios frente a la acción del viento.

La estructura a seguir es la siguiente;

- Estado del arte relativo a la construcción modular, detallando las ventajas e inconvenientes que presentan este tipo de construcciones.
- Planteamiento del problema desde un punto de vista genérico, detallando la importancia que tiene la rigidización de los módulos prefabricados para garantizar su estabilidad y su adecuado comportamiento frente a acciones horizontales.
- Metodología de cálculo. En este bloque se expone la forma en la que se ha abordado el problema, así como la automatización de los cálculos.
- Análisis paramétrico. Previamente a la particularización en un ejemplo práctico, aprovechando el trabajo realizado, se realiza un análisis paramétrico del coste de las pantallas de rigidización en varios escenarios, con la finalidad de averiguar las dimensiones óptimas obtenidas para las mismas.
- Ejemplo de cálculo, desarrollando el mismo, así como los planos de detallado de las armaduras de la pantalla.

Todo el proceso de cálculo se hará siguiendo el Eurocódigo 02: Proyectos de estructuras de hormigón, la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) y el código técnico de la edificación.



## 2. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

Se denomina “Métodos Modernos de construcción” (MMC) a aquellos sistemas en los que el proceso de construcción se realiza sobre todo fuera del lugar de emplazamiento de la obra, siendo estos una alternativa a la construcción tradicional. Por otra parte, los MMC sirven de base para la metodología del diseño para fabricación y ensamblaje, DfMA, por sus siglas en inglés.

Dentro de los MMC, hay diversos sistemas de construcción que se pueden clasificar según las dimensiones de los elementos constituyentes siendo estos los sistemas 1D,2D y 3D. Estos tres sistemas serán desarrollados más detenidamente en el apartado 2.2.

### 2.1. SITUACIÓN ACTUAL DE LA EDIFICACIÓN MODULAR

#### 2.1.1. Obstáculos

En los países europeos, en general, la implementación de *Métodos Modernos de la Construcción (MMC)*, está siendo lenta debido a que las grandes constructoras y/o promotoras todavía se decantan más por la construcción tradicional debido a que este método para construir es totalmente conocido y por ello otorga un grado de confianza que los nuevos métodos de construcción no pueden actualmente.

Por tanto, si se quiere implementar estas nuevas técnicas se debe de superar ciertas barreras, siendo las más comunes las siguientes:

#### **Problemas relacionados con el coste**

Las factorías que produzcan los componentes y módulos deben de asumir una gran inversión de capital para tener maquinaria adecuada además de que necesitan grandes espacios para la producción y almacenaje de estos. Además, a estos costes se les debe sumar costes fijos como por ejemplo el de mano de obra. Otro de los problemas relacionado con los costes es que los costes unitarios son muy elevados, por lo que usar métodos modernos para la construcción no sería rentable en pequeñas construcciones en las que se requieran pocas unidades prefabricadas.

#### **Habilidades y experiencia**

Los MMC requieren trabajos en los que se necesitan una gran habilidad y precisión, tanto para producción en fábrica como para el montaje en el lugar de emplazamiento de la construcción. Sin embargo, estos nuevos métodos de construcción en la actualidad tienen un mercado pequeño, además hay que sumar la carencia de profesionales formados y con experiencia para este tipo de construcciones.

#### **Percepción cultural de edificaciones prefabricadas**

Debido a edificaciones residenciales de baja calidad realizadas en el siglo pasado, sobre todo tras la Segunda Guerra Mundial, periodo en el que se buscaba dar casas a todas



las personas que se hubieran quedado sin ellas durante el conflicto, primando la rapidez de construcción, usando la prefabricación, sobre la calidad, en la actualidad se tiene una percepción mala hacia este tipo de construcciones por lo que crea un rechazo en la sociedad.

### **Herramientas y estándares**

Puesto que las diferentes tipologías de los MMC son relativamente recientes, hay una gran deficiencia en cuanto a diseños estandarizados además de que no hay herramientas para la evaluación de la calidad ni se han creado las acreditaciones necesarias para estas construcciones. Como resultado de esto, actualmente no hay códigos ni normas específicos para los MMC.

### **Mercado de los MMC**

La escasa demanda del mercado repercute en los costes de los productos de MMC y finalmente en el coste general del proyecto, ya que los fabricantes necesitan cobrar precios más altos para obtener beneficios. Además, los proveedores quieren evitar el uso de los MMC por temor a que disminuyan los beneficios de venta de suministros tradicionales.

### **Coordinación y estandarización**

Los MMC requieren de una comunicación frecuente y una coordinación eficaz entre todas las partes implicadas en el proyecto para garantizar que todo vaya según lo establecido. Sin embargo, la naturaleza fragmentada del sector de la construcción restringe la comunicación y coordinación lo cual dificulta la estandarización de los diseños de los MMC. Por lo cual los diferentes componentes de los diferentes proveedores podrían no encajar entre sí, dando lugar a edificaciones de menos calidad puesto que habría que hacer modificaciones sobre la marcha lo que daría lugar a muchos defectos.

### **Flexibilidad**

Para realizar construcciones con los MMC es necesario dejar cerrado el diseño en una fase temprana de las construcciones para poder iniciar lo antes posible la producción de las distintas piezas. Esto causa que los MMC sean inadecuados para hacer cambios en los diseños según avance la obra, ya que un pequeño cambio podría tener un efecto sobre la forma en la que encajan los distintos componentes.

#### **2.1.2. Oportunidades**

Aun teniendo sinfín de barreras los métodos de construcción modernos cuentan con algunos impulsores para su implementación, por ejemplo, con estos métodos constructivos se pueden construir casas de manera más rápida y a menor coste, supliendo así la demanda de viviendas que existe actualmente.

Además, cabe destacar que en los últimos años se ha observado un cambio en las familias, estas prefieren calidad y confort, aunque se deba de pagar más, lo que ha causado un aumento en la demanda de viviendas con gran calidad y aun precio asequible, siendo los



MMC y nuevos materiales para la construcción una buena alternativa para la obtención de estas metas.

### **2.1.3. Ventajas**

Las ventajas en relación con los métodos tradicionales son: consumen menos tiempo de diseño y entrega del proyecto global; suelen tener procesos de tramitación más ágiles; consigue una notable reducción de los residuos de obra; se reduce el riesgo de accidentes, así como un número menor de trastornos y una mejor salud de los trabajadores de la construcción.

## **2.2. TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA**

En la actualidad existen 3 clases de sistemas de prefabricación que usan los MMC, diferenciados por las dimensiones de las piezas a construir. En primer lugar, construcción con elementos lineales, como pueden ser vigas. En segundo lugar, sistemas en dos dimensiones, como pueden ser paneles. Por último, los sistemas en tres dimensiones, siendo estos últimos los empleados en la construcción de edificios referentes a este trabajo.

Si nos centramos en tipologías 3D podemos encontrar las siguientes:

### **Volumétrica o construcción modular**

Este tipo de construcciones constan de estructuras tridimensionales que pueden ponerse una encima de otras y unirse a otras estructuras colindantes para formar edificios, los cuales pueden formar parte de una unidad, ser una propia unidad completa o ser más de una unidad. Los sistemas modulares a su vez se pueden categorizar según el tipo de estructura.

- **Sistemas con muros portantes o panelizados**

En este tipo de sistemas las cargas gravitatorias son transferidas a los muros, los cuales transmiten estas cargas a la cimentación, normalmente estos muros consisten en la repetición de perfiles metálicos a lo largo del muro. Aunque otra opción que se usa para estos muros es emplear paneles tipo sándwich.



Figura 2.1: Sistema con muro portante (4)

- **Sistema de pilares portantes**

En este tipo de sistemas las cargas gravitatorias son soportadas por los pilares de las esquinas del módulo. Lo más habitual para estos pilares es usar perfiles huecos de acero. Un aspecto crítico en el diseño es la respuesta estructural a las cargas laterales cuando los módulos están apilados, dependiendo de la rigidez relativa de la viga del suelo y techo y de las conexiones con los pilares.



Figura 2.2: Sistema de pilares portantes (4)





### Sistemas con modulo abierto

Este sistema se desarrolló para dar flexibilidad a la distribución de espacio de los módulos, estos consisten en módulos en los cuales uno o varios de sus lados están totalmente abiertos. Es decir, no hay ningún elemento estructural en medio.

### Sistemas modulares con núcleo

Con el aumento de altura de la estructura, la magnitud de las cargas laterales y gravitatorias se incrementan, por lo cual hay que usar materiales ligeros lo que puede comprometer la resistencia lateral, por ello para edificios con gran altura se emplean núcleos de rigidización que pueden estar hechos de hormigón o acero, ayudando a reducir las deformaciones laterales. Para que esto se cumpla las conexiones entre módulos y núcleo han de ser adecuadas para, transferir cargas de tracción-compresión además de tener que soportar las cargas verticales.

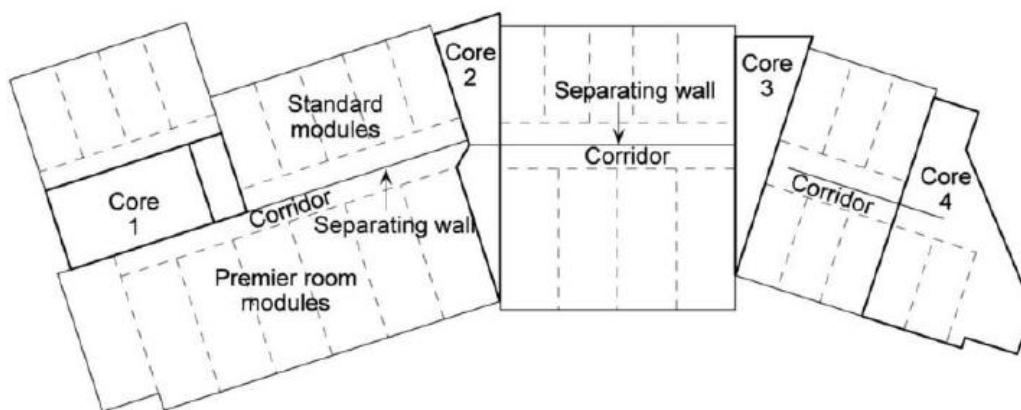


Figura 2.3: Sistema modular con núcleos de rigidización (4)

### Subconjuntos y componentes

Mediante este sistema se crean componentes prefabricados que no forman una unidad completa por si solos y necesitan de ser ensamblados con otros componentes. Un ejemplo de esto podría ser techos o suelos prefabricados, así como fachadas.

### Construcción híbrida (panelizados y modulares)

Este tipo de sistemas incluye métodos de construcción en los que se emplean sistemas de paneles y sistemas volumétricos. Siendo su uso más habitual en edificios residenciales.

### Sistemas modulares con pódium

Una de las limitaciones de la construcción modular es que las luces de los distintos módulos han de ser reducidas, por lo que se dificulta destinar estos para oficinas, comercios o parking, por ello si quieren aumentar los vanos se ha de recurrir a esta tipología en el cual



se crea una estructura base con los métodos convencionales sobre la que se dispone el edificio modular propiamente dicho.

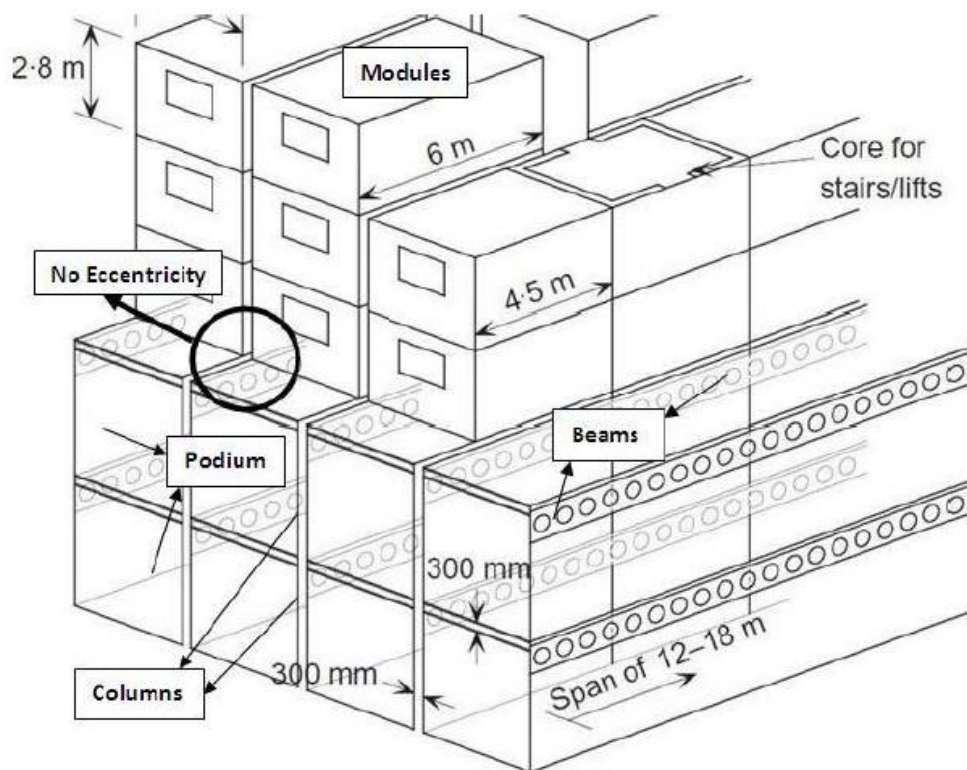


Figura 2.4: Sistema modular con podio (4)

### 2.3. UNIONES

Básicamente, existen tres clases de unión para los edificios modulares: intra-modular; inter-modular; y conexión del módulo a la cimentación.

A continuación se desarrollan estas tres clases de unión.

#### **Intra-Modular**

Las conexiones intra-modulares son las que se realizan en la estructura del propio módulo, uniendo las distintas vigas y pilares, normalmente mediante uniones soldadas. Como estas van a ser uniones rígidas deben de estar bien diseñadas para soportar los momentos a los que estén sometidas.

#### **Inter-Modular**

Las conexiones inter-modulares son aquellas que unen los módulos tanto vertical como horizontalmente. Lo más usual es que estas uniones sean atornilladas, usando principalmente dos tipos: conexión con placa externa y conexión con pernos largos en la viga.



- **Conexión con placa externa**

En este caso una placa se atornilla a las zonas inferiores de los módulos superiores y a las zonas superiores de los módulos inferiores. Esta unión se puede crear usando tornillos ciegos, habiendo soldado antes las tuercas en las superficies interiores de los pilares o se puede realizar mediante aberturas de acceso en los pilares cerca de los orificios de los tornillos. Usualmente se dispondrá de un sistema de enclavamiento oculto en el interior para ayudar a posicionar los módulos y resistir el cortante horizontal.

- **Ventajas**

a. Facilidad de ensamblaje: La conexión se puede realizar fácilmente in situ. Si se necesita que haya tolerancias se pueden crear orificios colisos en la placa para que se pueda ajustar, en cuanto a la resistencia de la placa se podría aumentar su grosor para que esta solución no afecte a su capacidad.

b. Orificios de acceso al módulo: No es necesario crear agujeros de acceso en las fachadas, paredes o suelos para la inspección, por lo que no hay que hacer trabajos adicionales de acabo para ocultarlos.

c. Coste de protección contra fuego: La conexión en sí misma no afecta a la protección contra fuego de la estructura interno del módulo, tan solo hay que asegurarse que la unión también esté protegida.

- **Inconvenientes**

a. Penetración de agua: Las placas externas van a estar expuestas durante la construcción y solo están protegidas de la corrosión por una capa de pintura, si esta placa comienza a deteriorarse pueden surgir filtraciones de agua.

b. Alto coste en inspección y mantenimiento: Todos los elementos expuestos han de estar protegidos contra el fuego y el agua. Sobre todo, en entornos húmedos ya que en caso de corrosión de la estructura principal los costes de reparación serian enormes si no irreparables.

c. Seguridad del entorno laboral: Para la realización de estas uniones es necesario emplear andamios para que los operarios puedan realizarlas, esto aumenta el tiempo de ejecución además de que aumenta el riesgo de caída en altura.

- **Comportamiento estructural**



- a. Este tipo de unión tiene poca resistencia contra cortante vertical, el cual solo puede ser resistido por la placa externa, mientras que el cortante horizontal puede ser resistido usando llaves de cortante

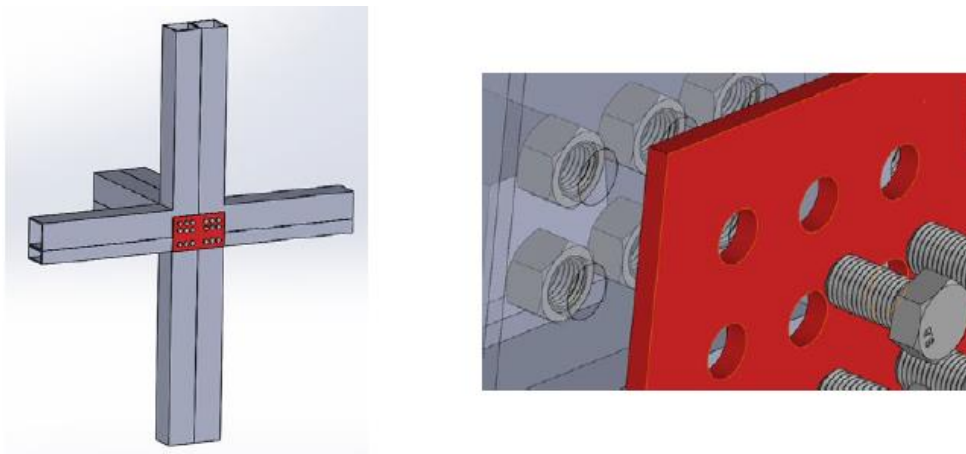


Figura 2.5: Conexión mediante placa externa (1)

#### ○ **Conexión de pernos largos en la viga**

Este sistema utiliza pernos largos en el que se las vigas inferiores de un módulo se unen con las vigas superiores de otro módulo. La conexión lateral se realiza mediante una placa de refuerzo. Para este tipo de unión hay dos formas de apretar los pernos, una forma es usando tuercas normales para apretar el perno a la viga y la otra forma es usando tuercas insertadas en las propias vigas.

#### • **Ventajas**

- a. Montaje del módulo: Si se emplea el método para apretar tornillos en el cual se dejan las tuercas fijas, el montaje es relativamente sencillo, pero si no los trabajadores deberán de hacer más maniobras para realizar esta unión
- b. Acceso de inspección: Las inspecciones se podrán realizar de manera sencilla incluso después de haber hecho todas las instalaciones en los módulos.
- c. Protección contra el fuego: En general este tipo de unión no afecta a la protección contra el fuego de la estructura, solo hay que vigilar que los elementos de esta estén también protegidos.
- d. Seguridad en el entorno de trabajo: Todos los trabajos de conexión se pueden realizar dentro del mismo módulo, por lo que se eliminan los riesgos de caída en altura.
- e. Flexibilidad arquitectónica: Esta unión es válida para todo tipo de situación.

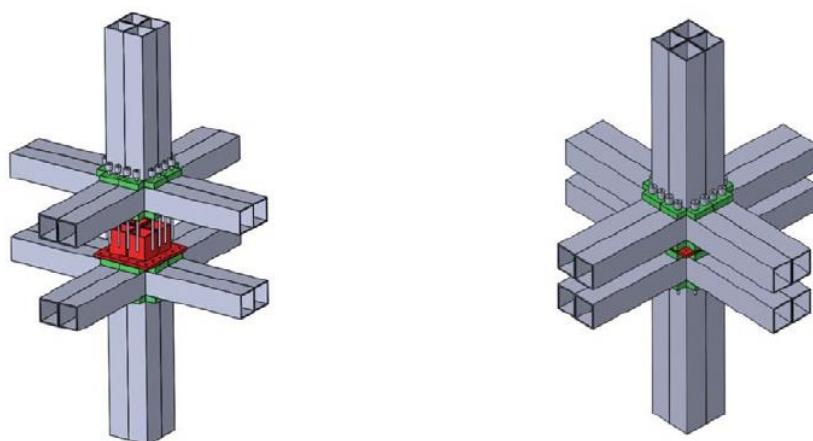


- **Inconvenientes**

- a. Penetración de agua: Las medidas para proteger la zona de la unión han de extremarse, ya que la corrosión de esta unión tendría una difícil reparación.
- b. Orificios de acceso en módulos: Si los orificios de acceso están obstruidos o no dejan realizar una correcta inspección, se deberá de echar abajo una parte de la pared.

- **Comportamiento estructural**

- a. La resistencia al cortante vertical es relativamente robusta, ya que está reforzada por placas adicionales en las vigas (placas verdes mostradas en la figura 2.6).
- b. Si la capacidad de resistencia a la carga no es lo suficientemente grande, es fácil añadir otra fila de pernos para aumentar la resistencia a la carga.



*Figura 2.6: Conexión mediante pernos largos (1)*

### **Conexión del módulo a la cimentación**

Para conectar los módulos a la cimentación y así evitar movimientos excesivos del edificio, lo más usual es usar cadenas, cables, placas de sujeción o soldadura a los pilotes o zapatas. Desde el punto de vista estructural lo óptimo sería el uso de placas de sujeción soldadas a las columnas de los módulos, creando así un empotramiento del módulo con la cimentación.

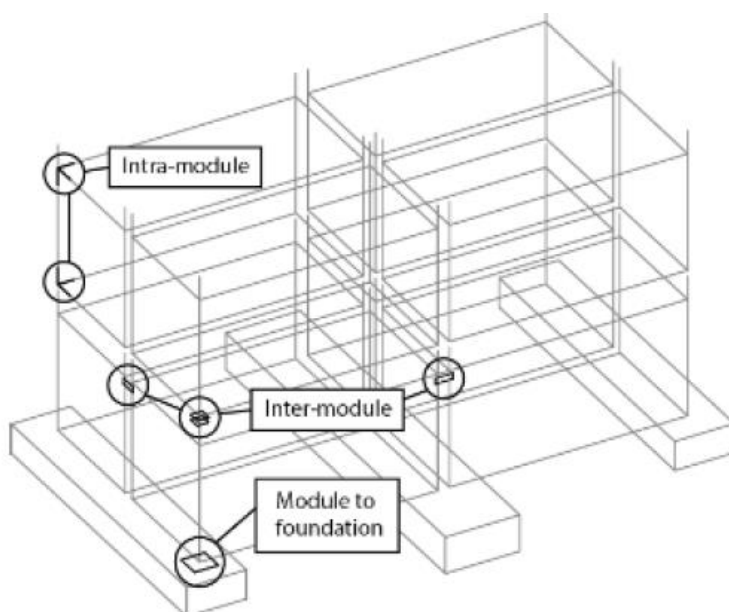


Figura 2.7: Clases de unión para edificios modulares (3)

#### **2.4. NÚCLEOS DE RIGIDIZACIÓN**

A medida que los edificios crecen en altura, las cargas horizontales cada vez ganan más importancia por lo que a partir de cierta altura hay que arriostrar estos edificios con algún elemento rígido para evitar su movimiento. En el caso de este trabajo que se basa en los edificios modulares, los que más necesitan los núcleos rígidos son los sistemas modulares en los que las cargas gravitatorias recaen sobre los pilares, ya que estos de por sí presentan poca resistencia a cargas horizontales.

Lo más habitual es encontrar núcleos de rigidización centrales a los que están unidas el resto de las estructuras del edificio, además se aprovecha este núcleo para albergar los espacios necesarios para las escaleras y ascensores. No obstante, también se pueden usar pantallas de hormigón para este fin.

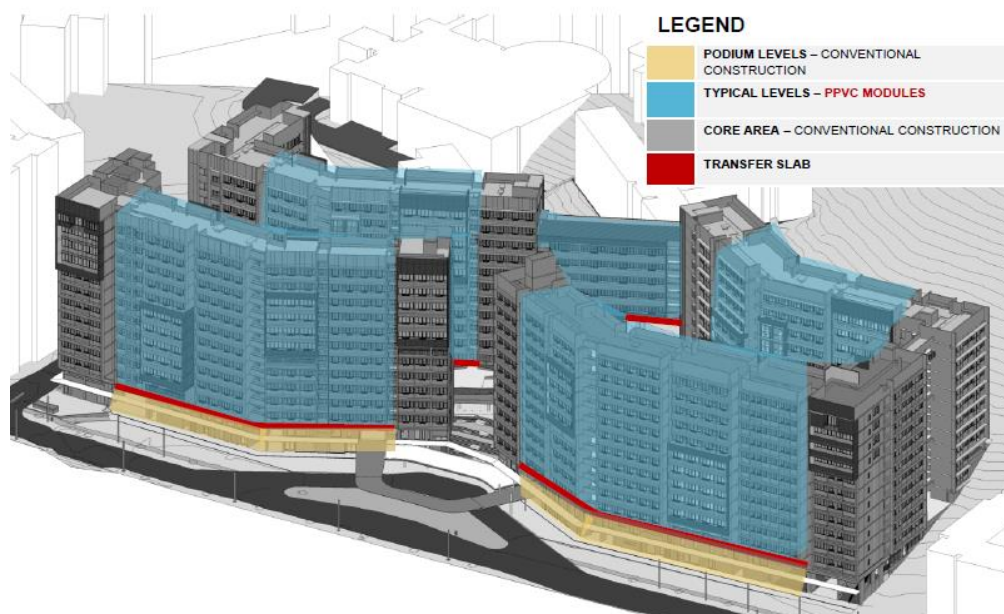


Figura 2.8: Ejemplo de edificio modular con núcleos de rigidización (en gris) (8)

## 2.5. TRANSPORTE

Como cualquier tipo de construcción prefabricada, debe prestarse especial atención a las restricciones impuestas por las condiciones de transporte, las cuales influirán en el diseño de los módulos.

Estas limitaciones están relacionadas con:

- Anchura: normalmente la anchura máxima en España es de 2.66 metros, aunque esta puede ser aumentada si se notifica a las autoridades competentes.
- Altura: en general será de 4 metros para transporte normal, aunque siempre puede haber restricciones locales debido a la existencia de infraestructuras de menos galibo en ciertos puntos de las carreteras.
- Longitud: longitudes de más de 12 metros se consideran transporte especial lo que supondría el encarecimiento del transporte amén de necesitar de medidas especiales.
- Peso máximo: para vehículos articulados de 4 ejes el peso máximo es de 36 toneladas, por otro lado, para vehículos de 5 o más ejes el peso máximo es de 40 toneladas.



### **3. CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE RIGIDIZACIÓN**

#### **3.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Tal y como se ha indicado en el punto 2.4 Núcleos de rigidización, a la hora de construir edificios en altura, las cargas horizontales debidas al viento van ganando importancia respecto a las cargas gravitacionales, por ello hay que arriostrar estos edificios con algún elemento rígido para restringir el movimiento.

Además, al limitar el peso de los módulos para poder transportarlos y manipularlos de la manera más barata posible. Esto lleva a la necesidad de optimizar los elementos estructurales, dando lugar a pilares, generalmente metálicos, muy esbeltos que necesitan ser arriostrados por las pantallas para evitar que se produzca el pandeo de estos.

Para este trabajo, en vez de desarrollar la implementación de núcleos de rigidización se ha adoptado el uso de pantallas por su sencillez.

#### **3.2. CONDICIONANTES DE DISEÑO**

Para el cálculo de las pantallas de rigidización, se han tenido en cuenta los siguientes condicionantes:

- Dimensiones del edificio,
- Dimensiones de la pantalla,
- Resistencia de los materiales,
- Tipologías de pantallas,
- Acción del viento, este es el que provocara las acciones horizontales que afectan a las pantallas,

A continuación, se detallan cada uno de estos condicionantes.

#### **Dimensiones del edificio**

Las dimensiones del edificio son:

- A: anchura del edificio en dirección perpendicular a la dirección del viento.
- D: anchura del edificio en dirección paralela a la dirección del viento, necesario para la esbeltez del edificio que se necesita para el coeficiente eólico de presión.
- H: altura del edificio





Estas dimensiones afectaran a la hora de calcular la fuerza del viento que recibe cada pantalla.

### Dimensiones de la pantalla

Son las dimensiones B y h de la tabla 3.1, estas dimensiones son el ancho de la pantalla(B) y el canto de esta(h). Con estos parámetros se calculará el armado de las pantallas a partir de la fuerza del viento para cada altura.

Datos Para Pantalla Rígida									
B	h	H	A	D	$\lambda$	fck	fyk	fcd	fyd
m	m	m	m	m	-	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
0.25	2.5	25	20	20	1.25	30	500	20	435

Tabla 3.1: Condicionantes del edificio, pantallas y resistencia materiales

### Tipologías de las pantallas

Las distintas configuraciones que se van a usar para el diseño de las pantallas son las mostradas en la tabla 3.2, en la cual se pueden observar las distintas distribuciones de estas. Para el desarrollo de este trabajo se estudiarán las cuatro últimas configuraciones ya que son las más estables ante todas las solicitaciones.

DISPOSICION EN PLANTA	ESTABILIDAD FRENTE A ESFUERZOS		
	$F_x$	$F_y$	$M_t$
①	INESTABLE	ESTABLE	ESTABLE
②	ESTABLE	ESTABLE	INESTABLE
③	ESTABLE	ESTABLE	INESTABLE
④	ESTABLE	ESTABLE	INESTABLE
⑤	ESTABLE	ESTABLE	INESTABLE
⑥	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE
⑦	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE
⑧	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE
⑨	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE

Tabla 3.2: Tipologías de las pantallas (6)

### Acción del viento

De acuerdo con el CTE, la presión estática ( $q_e$ ) debida a la acción del viento se puede obtener a partir de la expresión:



$$q_e = q_b * C_e * C_p$$

donde:

$q_b$  es la presión dinámica del viento, que puede obtenerse de la figura 3.1 (extraída del CTE).

$C_e$  es el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

$C_p$  es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

### Presión dinámica

De forma más precisa, la elección de la zona geográfica afectará al valor básico de presión dinámica ( $q_b$ ), siendo  $0.42 \text{ KN/m}^2$  en zona A,  $0.45 \text{ KN/m}^2$  en zona B y  $0.52 \text{ KN/m}^2$  en zona C



Figura 3.1: Velocidad básica del viento (10)

### Grado de aspereza

Con el grado de aspereza se obtiene los distintos parámetros necesarios para obtener el coeficiente de exposición ( $C_e$ ), además este coeficiente se obtendrá para cada altura del edificio.



Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
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	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 3.3: Grados de aspereza

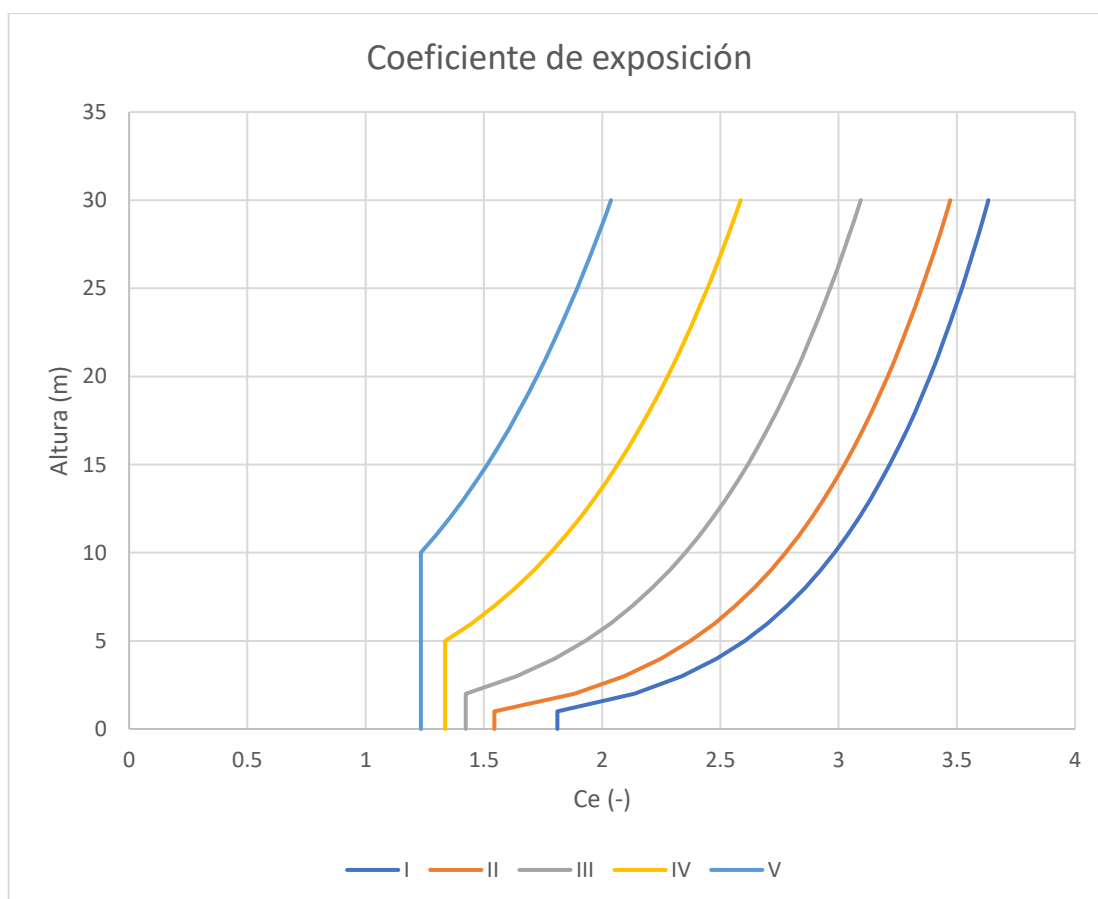


Figura 3.2: Curvas coeficiente de exposición, el eje de ordenadas muestra las distintas alturas del edificio.

### Coeficiente eólico de presión



Una vez obtenidos el coeficiente básico de presión dinámica y el coeficiente de exposición solo queda calcular el coeficiente eólico de presión que varía según la esbeltez de las pantallas como se puede apreciar en la siguiente tabla

	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

Tabla 3.4: coeficiente eólico de presión

### Dirección del viento

La dirección del viento afectará al número de pantallas que trabajarán rigidizando el edificio. Por ejemplo, con la tipología 7 de la tabla 3.2, en dirección del viento X, solo trabajara la pantalla central puesto que es la que presenta más inercia respecto al viento, mientras que con el viento en dirección Y trabajarán las pantallas laterales, distribuyendo la carga del viento entre las dos a partes iguales.



## 4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE LAS PANTALLAS DE RIGIDIZACIÓN

En este apartado se va a explicar el método de cálculo que se ha empleado en la realización de este trabajo para la obtención del armado de las pantallas de rigidización, para ello se han seguido el Eurocódigo 02 y la EHE08.

### 4.1. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS DE DISEÑO

En primer lugar, una vez obtenidos los datos relacionados con el viento, vistos en el apartado anterior, coeficiente básico de presión dinámica ( $q_b$ ), coeficiente de exposición ( $C_e$ ) y el coeficiente eólico de presión ( $C_p$ ) se puede obtener la presión estática ( $q_e$ ) para cada altura siguiendo la siguiente fórmula:

$$q_e(z) = q_b * C_e * C_p$$

Con este valor de presión estática, se procede a calcular la fuerza del viento en cada punto, para ello lo primero es multiplicar la presión por la dimensión del edificio perpendicular al viento, para pasar de  $\text{KN/m}^2$  a  $\text{KN/m}$ , además de dividir este resultado por el número de pantallas que soportaran la carga del viento siguiendo la siguiente fórmula;

$$F_{w,Ed}(z) = \frac{q_e(z) * A * \gamma_q}{n^{\circ} \text{pantallas}}$$

Por ejemplo, para un edificio de 20 metros de ancho en la dirección X, con una sola pantalla de rigidez en esa dirección a 20 metros de altura, se obtiene el siguiente resultado.

$$F_{w,Ed} = \frac{q_e(20) * 20 * 1.5}{1} = 36.62 \text{ KN/m}$$

Con:

$$q_e(20) = 0.42 * 3.63 * 08 = 1.22 \text{ KN/m}^2$$

Siendo;

- $q_e$ , presión estática del viento,  $\text{KN/m}^2$
- $a$ , dimensión del edificio perpendicular al viento, m
- $\gamma_q$ , coeficiente de seguridad para acciones variables

En segundo lugar, con la fuerza del viento ya se pueden calcular los esfuerzos en cada punto, siendo estos el cortante y el momento flector, cabe destacar que, para el cálculo de estos esfuerzos, se ha asumido como modelo estructural, que las pantallas de rigidización se comportan como ménsula. Por lo consiguiente el cálculo de cortante en cada punto sería, el que indica la siguiente fórmula:

$$V_{w,Ed_i} = V_{w,Ed_{i-1}} + (F_{w,Ed_i} * \Delta h) + \left( \frac{F_{w,Ed_i} - F_{w,Ed_{i-1}}}{2} * \Delta h \right)$$



Siendo;

- $V_{w,Ed_i}$ , el cortante en la altura actual, KN.
- $V_{w,Ed_{i-1}}$ , el esfuerzo cortante en la altura superior, KN.
- $F_{w,Ed_i}$ , fuerza del viento en la altura actual.
- $F_{w,Ed_{i-1}}$ , Fuerza del viento en la altura superior.
- $\Delta h$ , incremento de altura, para este trabajo siempre será de 1 metro.

Para el cálculo del momento se sigue la siguiente formula;

$$M_{w,Ed} = M_{w,Ed_{i-1}} + \left( F_{w,Ed_i} * \frac{\Delta h^2}{2} \right) + \left( \frac{F_{w,Ed_i} - F_{w,Ed_{i-1}}}{2} * \frac{2}{3} * \Delta h^2 \right)$$

Siendo;

- $M_{w,Ed_i}$ , el momento en la altura actual, mKN.
- $M_{w,Ed_{i-1}}$ , el momento en la altura superior, mKN.
- $F_{w,Ed_i}$ , fuerza del viento en la altura actual.
- $F_{w,Ed_{i-1}}$ , Fuerza del viento en la altura superior.
- $\Delta h$ , incremento de altura, para este trabajo siempre será de 1 metro.

Cabe mencionar que falta un último esfuerzo, el debido al peso propio de la estructura, que provoca un axil de compresión en ella, este último es fuerza obedece a la siguiente formula

$$N,Ed_i = N,Ed_{i-1} + (b * h * \Delta h)$$

Siendo;

- $N,Ed_i$ , esfuerzo axil en la altura actual, KN.
- $N,Ed_{i-1}$ , esfuerzo axil en la altura superior, KN.
- $b$ , ancho de la pantalla de rigidización, m.
- $h$ , canto de la pantalla de rigidización, m.
- $\Delta h$ , incremento de altura.

Una vez aplicadas estas fórmulas, se obtiene una tabla como la que se muestra a continuación para un edificio de 15 metros de altura;



Zona Geográfica		A							
Grado de aspereza		I							
$q_b$	altura	$c_e$	$c_p$	$q_e$	Fw	Fw,Ed	Vw,Ed	Mw,Ed	N,Ed
KN/m <sup>2</sup>	m	-	-	KN/m <sup>2</sup>	KN/m	KN/m	KN	mKN	KN
0.42	0	3.63	0.8	1.22	24.42	36.62	0.00	0.00	0.00
	1	3.61	0.8	1.21	24.28	36.41	36.52	18.28	16.88
	2	3.59	0.8	1.21	24.13	36.20	72.82	72.97	33.75
	3	3.57	0.8	1.20	23.98	35.97	108.91	163.85	50.63
	4	3.55	0.8	1.19	23.83	35.74	144.76	290.71	67.50
	5	3.52	0.8	1.18	23.66	35.50	180.38	453.30	84.38
	6	3.50	0.8	1.17	23.50	35.25	215.75	651.38	101.25
	7	3.47	0.8	1.17	23.32	34.99	250.87	884.71	118.13
	8	3.44	0.8	1.16	23.14	34.71	285.72	1153.02	135.00
	9	3.42	0.8	1.15	22.95	34.43	320.29	1456.05	151.88
	10	3.39	0.8	1.14	22.76	34.14	354.57	1793.50	168.75
	11	3.36	0.8	1.13	22.55	33.83	388.56	2165.09	185.63
	12	3.32	0.8	1.12	22.34	33.50	422.22	2570.51	202.50
	13	3.29	0.8	1.11	22.11	33.16	455.55	3009.43	219.38
	14	3.25	0.8	1.09	21.87	32.80	488.54	3481.50	236.25
15	3.22	0.8	1.08	21.61	32.42	521.15	3986.37	253.13	

Tabla 4.1; Tabla resumen de los esfuerzos de las pantallas



## 4.2. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS LONGITUDINALES

### 4.2.1. Cálculo de armaduras necesarias

En tercer lugar, se va a calcular el armado de la estructura, para ello lo primero es saber en la zona de dimensionamiento en la que se encuentra la estructura en el diagrama de interacción momento-axil, esto se puede averiguar hallando primero los distintos esfuerzos de agotamiento del hormigón para las distintas posiciones de la armadura pasiva, ( $M1c$  y  $M2c$ ), para las siguientes profundidades de fibra neutra la de  $x = +\infty$ ,  $x = -\infty$  y  $x = x$  limite

Para hallar el valor de los valores anteriormente indicados, se procede de la siguiente manera:

$x = +\infty$

$$M1c(+\infty) = Mc(+\infty) + Nc(+\infty) * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M2c(+\infty) = Mc(+\infty) + Nc(+\infty) * \left(d' - \frac{h}{2}\right)$$

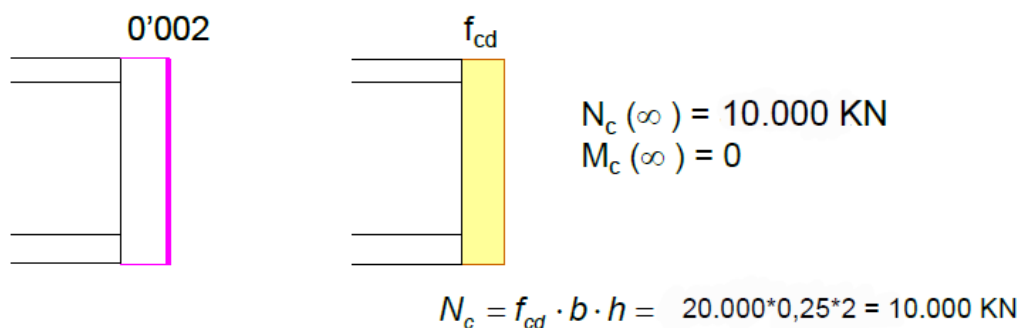


Figura 4.1: Esfuerzos para  $x = +\infty$

$x = -\infty$

$$M1c(+\infty) = 0$$

$$M2c(+\infty) = 0$$



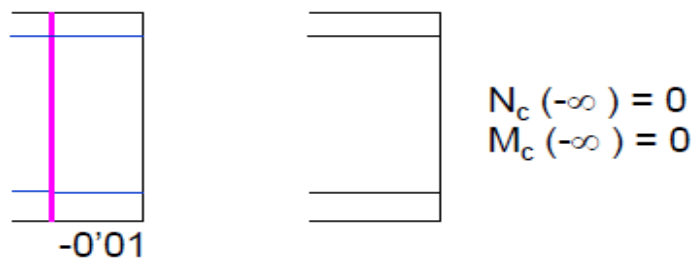


Figura 4.2: Esfuerzos para  $x = -\infty$

**X= xlim**

$$M1c(xlim) = fcd * b * 0.8xlim * (d - \frac{0.8xlim}{2})$$

$$M2c(xlim) = fcd * b * 0.8xlim * (d' - \frac{0.8xlim}{2})$$

$$xlim = \frac{d}{1 + \frac{fyd}{700}}$$

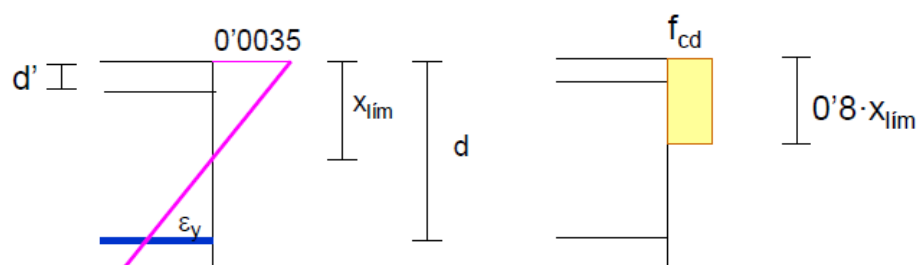


Figura 4.3: Esfuerzos para  $x = xlim$

A continuación, se muestra una figura del diagrama de interacción momento-axil para una pantalla de dimensiones 0.35m\*2 m

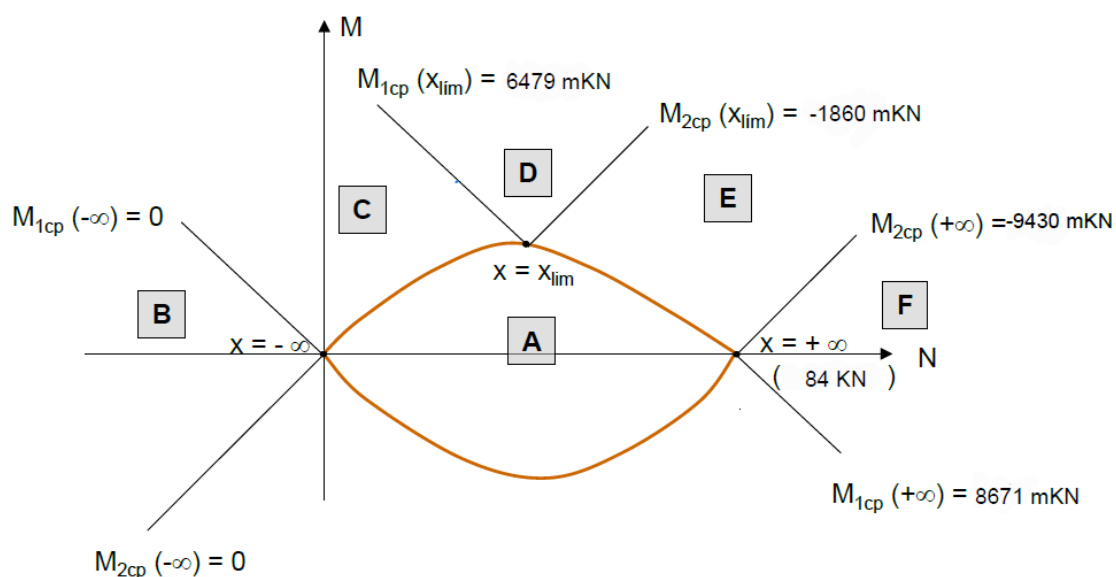


Figura 4.4:Diagrama Momento-Axil.

Tras haber obtenido el diagrama de interacción axil-momento, se sigue obteniendo los momentos de agotamiento para cada altura, atendiendo a las solicitaciones de momento y axil, es decir se obtiene para cada punto  $M1d$  y  $M2d$ , siguiendo las siguientes formulas;

#### M1d

$$M1d = Md + Nd * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

#### M2d

$$M2d = Md + Nd * \left(d' - \frac{h}{2}\right)$$

Con estos últimos datos obtenidos y tras ver los límites de las zonas del diagrama de interacción se pueden situar los distintos puntos de la estructura y ver a la zona que pertenecen. Dependiendo de la zona la armadura se calculará de una manera u otra como se indicará a continuación.

#### Zona A

En la zona A, el armado necesario para calculo será nulo, ya que los esfuerzos pueden ser resistidos perfectamente por el hormigón.

#### Zona B





Para que la estructura este en la zona C se deben de cumplir las siguientes condiciones

$$M1c(-\infty) = 0 < M1d < M1c(xlim)$$

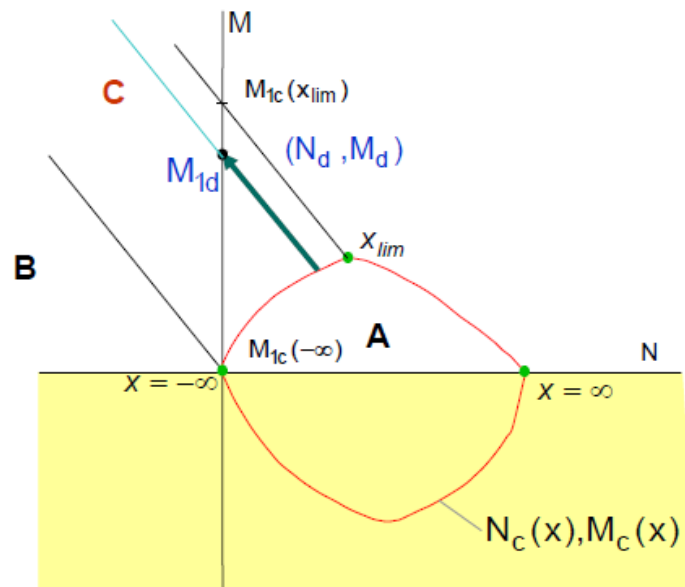


Figura 4.6: Zona C

Para esta zona el armado se calculará de la siguiente manera;

Se supone que la Armadura de compresión ( $A's$ ) es igual a 0.

$$M1d = M1c(x) = fcd * b * .08x * (d - 0.4x)$$

Como  $M1d$  ya es conocido, se puede despejar la profundidad de la fibra neutra,  $x$ , de la expresión anterior, por lo cual solo queda calcular el armado de tracción el cual será;

$$Nd = Nc(x) - fyd * As = fcd * 0.8x - fyd * As$$

Despejado se obtiene;

$$As = \frac{Nd - Nc(x)}{-fyd}$$

### Zona D

Para que la estructura este en la zona D se deben de cumplir las siguientes condiciones

$$M1d > M1c(xlim)$$

$$M2d > M2c(xlim)$$

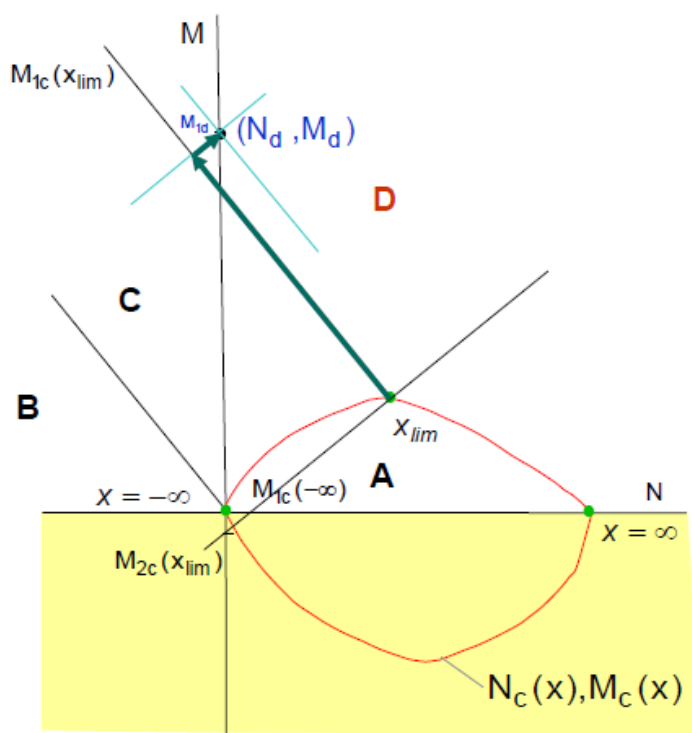


Figura 4.7: Zona C

Se supone que la  $x$  es conocida y es  $x = x_{lim}$

$$M1d = M1c(x_{lim}) + f_{yd} * A's * (d - d')$$

Despejando se obtiene;

$$A's = \frac{M1d - M1c(x_{lim})}{-f_{yd} * (d - d')}$$

$$A_s = \frac{Nc(x_{lim}) - f_{yd} * A's - Nd}{f_{yd}}$$

Siendo;

$$Nd = f_{cd} * 0.8x_{lim} + f_{yd} * A's - f_{yd} * A_s$$

### Zona E

Para que la estructura este en la zona E se deben de cumplir las siguientes condiciones

$$M2c(+\infty) < M2d < M2c(x_{lim})$$

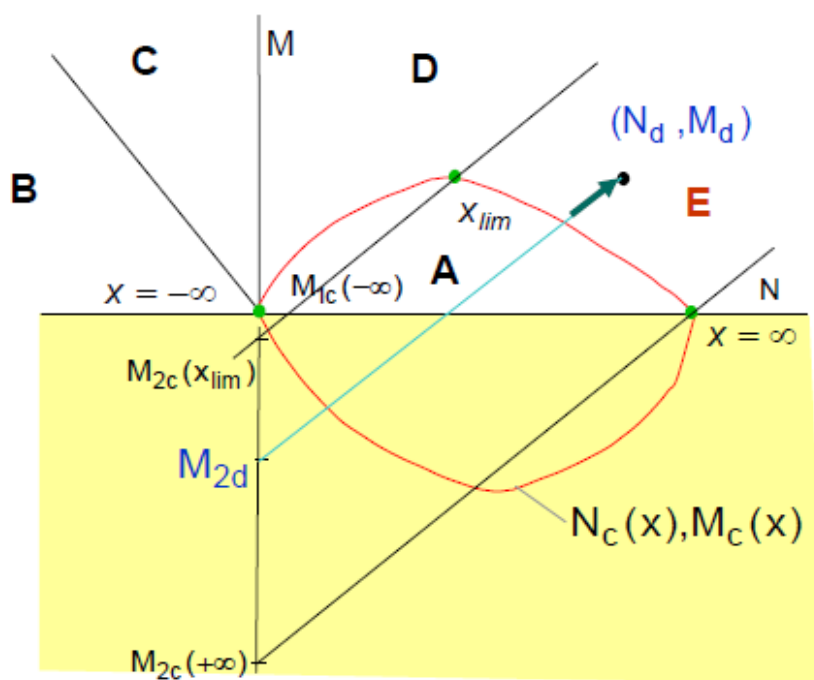


Figura 4.8: Zona E

Para esta zona el armado se calculará de la siguiente manera;

Se supone que la Armadura de tracción ( $A_s$ ) es igual a 0.

$$M_{2d} = M_{2c}(x) = f_{cd} * b * 0.8x * (d' - 0.4x)$$

Como  $M_{1d}$  ya es conocido, se puede despejar la profundidad de la fibra neutra,  $x$ , de la expresión anterior, por lo cual solo queda calcular el armado de tracción el cual será;

$$N_d = N_c(x) + f_{yd} * A'_s = f_{cd} * 0.8x - f_{yd} * A'_s$$

Despejado se obtiene;

$$A'_s = \frac{N_d - N_c(x)}{-f_{yd}}$$

### Zona F

Para que la estructura este en la zona F se deben de cumplir las siguientes condiciones

$$M_{1d} > M_{1c}(+\infty)$$

$$M_{2d} < M_{2c}(+\infty)$$

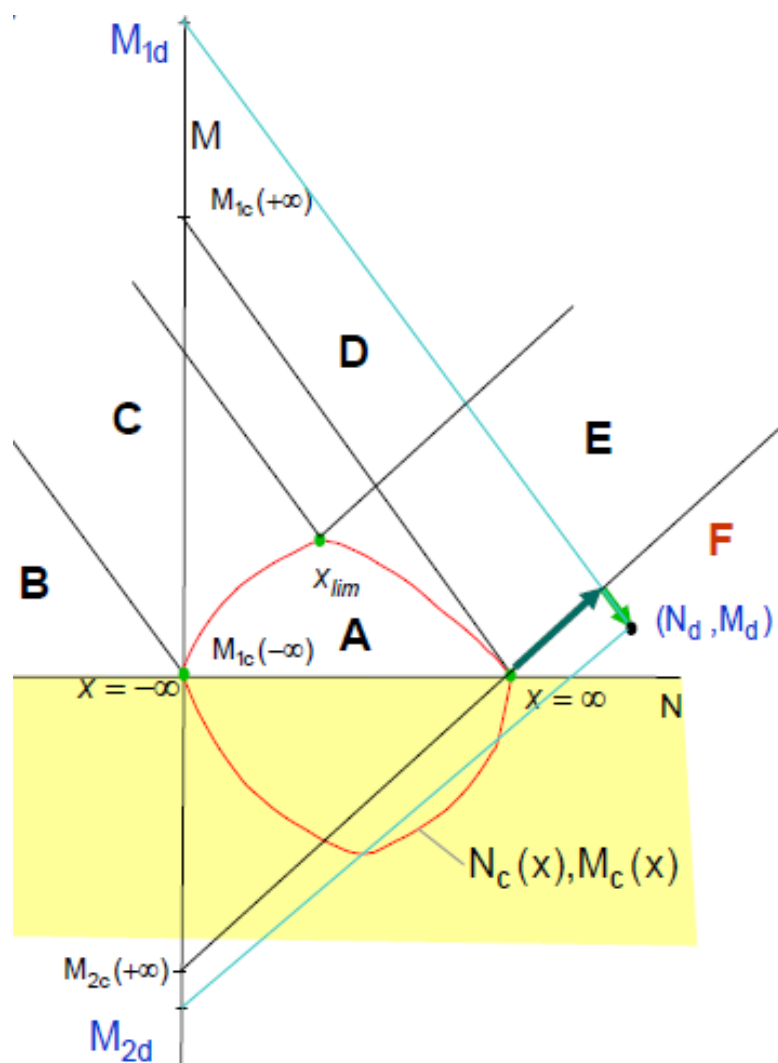


Figura 4.9: Zona F

Se supone que la  $x$  es conocida y es  $x = +\infty$

$$M_{2d} = M_{2c} - f_{yd} * A_s * (d - d')$$

Despejando se obtiene;

$$A_s = \frac{M_{2d} - M_{2c}(+\infty)}{-f_{yd} * (d - d')}$$

$$A'_s = \frac{N_d - f_{cd} * b * h - f_{yd} * A_s}{f_{yd}}$$

A continuación, se muestra una figura, donde se representa el equilibrio de esfuerzos de la sección de hormigón, los cuales sirven, como se ha visto, para el cálculo del armado.

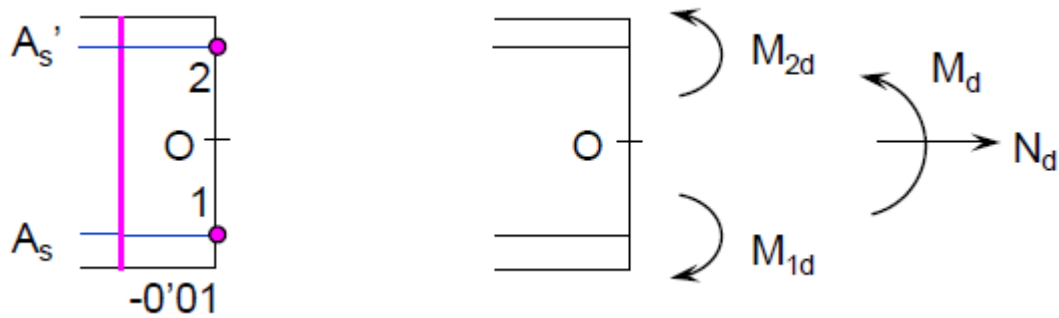


Figura 4.10: Equilibrio de esfuerzos para el cálculo de armado

Con todo esto se puede elaborar una tabla como la siguiente en la que en función de la zona de dimensionamiento de cada sección se obtiene el armado necesario tanto a compresión como a tracción





<b>z</b>	<b>Nd</b>	<b>Fw,Ed</b>	<b>Vw,Ed</b>	<b>Mw,Ed</b>	<b>M1d</b>	<b>M2d</b>	<b>ZONA</b>	<b>As</b>	<b>A's</b>	<b>x</b>
m	KN	KN/m	KN	mKN	mKN	mKN	-	cm2	cm2	m
<b>0</b>	0	18.31	0	0	0	0	A	0	0	0
<b>1</b>	25.31	18.21	18.26	9.14	45.07	-27.87	C	-0.23	0.00	0.004
<b>2</b>	50.63	18.10	36.41	36.48	108.35	-37.53	C	-0.31	0.00	0.009
<b>3</b>	75.94	17.99	54.45	81.93	189.73	-29.09	C	-0.25	0.00	0.016
<b>4</b>	101.25	17.87	72.38	145.35	289.09	-2.67	C	-0.04	0.00	0.025
<b>5</b>	126.56	17.75	90.19	226.65	406.32	41.61	C	0.31	0.00	0.035
<b>6</b>	151.88	17.62	107.87	325.69	541.29	103.65	C	0.80	0.00	0.047
<b>7</b>	177.19	17.49	125.43	442.36	693.89	183.31	C	1.44	0.00	0.060
<b>8</b>	202.50	17.36	142.86	576.51	863.98	280.46	C	2.22	0.00	0.075
<b>9</b>	227.81	17.22	160.14	728.02	1051.43	394.96	C	3.15	0.00	0.091
<b>10</b>	253.13	17.07	177.29	896.75	1256.09	526.68	C	4.22	0.00	0.109
<b>11</b>	278.44	16.91	194.28	1082.55	1477.82	675.47	C	5.45	0.00	0.129
<b>12</b>	303.75	16.75	211.11	1285.25	1716.46	841.17	C	6.82	0.00	0.150
<b>13</b>	329.06	16.58	227.78	1504.71	1971.85	1023.62	C	8.34	0.00	0.173
<b>14</b>	354.38	16.40	244.27	1740.75	2243.82	1222.65	C	10.02	0.00	0.197
<b>15</b>	379.69	16.21	260.57	1993.19	2532.19	1438.08	C	11.85	0.00	0.224
<b>16</b>	405.00	16.01	276.68	2261.83	2836.77	1669.72	C	13.83	0.00	0.252
<b>17</b>	430.31	15.79	292.58	2546.48	3157.36	1917.37	C	15.97	0.00	0.281
<b>18</b>	455.63	15.56	308.26	2846.92	3493.73	2180.80	C	18.27	0.00	0.313
<b>19</b>	480.94	15.31	323.69	3162.91	3845.66	2459.78	C	20.74	0.00	0.346
<b>20</b>	506.25	15.04	338.86	3494.21	4212.89	2754.08	C	23.37	0.00	0.381
<b>21</b>	531.56	14.74	353.75	3840.54	4595.15	3063.40	C	26.17	0.00	0.417
<b>22</b>	556.88	14.41	368.32	4201.60	4992.14	3387.45	C	29.14	0.00	0.456
<b>23</b>	582.19	14.03	382.54	4577.06	5403.54	3725.90	C	32.28	0.00	0.496
<b>24</b>	607.50	13.61	396.36	4966.54	5828.96	4078.38	C	35.61	0.00	0.539
<b>25</b>	632.81	13.12	409.73	5369.63	6267.97	4444.46	C	39.11	0.00	0.583

Tabla 4.2: Tabla resumen del armado de cálculo



#### 4.2.1. Armadura mínima longitudinal

Las armaduras mínimas a considerar son las siguientes:

- Armadura mínima para el control de la fisuración (Art. 7.3.2).
- Armadura mínima mecánica (Art. 9.2.1.1 - 9.2.1.1(1)).
- Armaduras mínimas geométricas (EHE (Art. 4.2.3.5)).

#### Armadura mínima para el control de la fisuración (Art. 7.3.2).

La armadura mínima para el control de la fisuración es una manera indirecta de verificar el ELS de fisuración.

Se puede calcular el área mínima de armaduras necesarias para el control de fisuración del modo siguiente;

$$A_{s, min. \sigma_s} = k_c * k * f_{ct, eff} * A_{ct}$$

Donde;

$A_{s, min}$ , es el área mínima de armadura pasiva dentro de la zona de tracción.

$A_{ct}$ , es el área de hormigón dentro de la zona de tracción. La zona de tracción es aquella parte de la sección que está calculada para estar en tracción justo antes de la formación de la primera fisura, aunque para simplificar los cálculos en este trabajo se ha cogido esta área como la mitad del área del hormigón.

$\sigma_s$ , es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Ésta se puede tomar como el límite elástico de la armadura  $f_{yk}$ . Sin embargo, puede ser necesario un valor menor para satisfacer los límites de la abertura de fisura de acuerdo con el diámetro máximo de la barra o la separación máxima entre ellas, se obtiene de las siguientes tablas:

Para una exposición XC1, la abertura máxima de fisura es 0,3 mm, por lo que, para una barra de 20 mm, se limita la tensión a 200 MPa, obteniendo así una separación máxima de 250 mm, como se puede apreciar en las siguientes tablas.



Tensión del acero <sup>2</sup> [MPa]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabla 4.3: Diámetro máximo de barras (10)

Tensión del acero <sup>2</sup> [MPa]	Separación máxima de barras [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabla 4.4: Separación máxima de barras (10)

$f_{ct,eff}$ , es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  o menor,  $f_{ctm}(t)$  si se espera la fisuración antes de 28 días;

$k$  es un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes auto equilibradas, lo cual conlleva una reducción de las fuerzas de coacción:

= 1,0 para almas con  $h < 300$  mm o alas con anchuras inferiores a 300 mm

= 0,65 para almas con  $h \geq 800$  mm o alas con anchuras mayores de 800 mm

se puede interpolar para obtener los valores intermedios

$k_c$ , es un coeficiente que considera la distribución de las tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración y del cambio del brazo mecánico:

Para tracción pura  $k_c = 1,0$

Para flexión simple o compuesta:



-Para secciones rectangulares y almas de secciones en cajón y secciones en T:

$$kc = 0.4 * \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \left(\frac{h}{h^*}\right) * f_{ct,eff}}\right)$$

Donde

$\sigma_c$ , es la tensión media en el hormigón que actúa en la parte de la sección considerada.

$$\sigma_c = \frac{Ned}{b * h}$$

Ned, es el axil actuante en estado límite de servicio de la sección solicitada.

h\* puede ser:

$$h^* = h \text{ para } h < 1,0 \text{ m}$$

$$h^* = 1,0 \text{ m para } h \geq 1,0 \text{ m}$$

$k_1$  es un coeficiente que considera los efectos de los esfuerzos axiales en la distribución de tensiones:

$$k_1 = 1,5 \text{ si } Ned \text{ es un esfuerzo de compresión}$$

$$k_1 = 2h^*/3 \text{ si } Ned \text{ es un esfuerzo de tracción}$$

$F_{cr}$ , es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala justo antes de la aparición de la primera fisura, debida al momento de fisuración calculado con  $f_{ct,eff}$ .

Con esas condiciones de cálculo, la armadura mínima es constante, por lo que la formula puede expresarse como:

$$A_{s, min.} \sigma_s = 0.4 * 0.65 * 2.90 * Act = 0.754 * Act \text{ cm}^2$$

#### **Armadura mínima mecánica (Art. 9.2.1.1 - 9.2.1.1(1)).**

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que;

$$A_{s, min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \text{ pero no menor que } 0.0013b_t * d$$

Donde;

$b_t$ , indica la anchura media de la zona de tensión para una viga en T con el ala comprimida, solo se considera la anchura del alma para el cálculo del valor  $b_t$ .

$f_{ctm}$ , es la resistencia media a la tracción.



De acuerdo con el Documento Nacional de Aplicación del EC2, la armadura mínima mecánica se obtiene a partir de la expresión:

$$A_{s, \min} = \frac{W}{z} * \frac{f_{ctm, fl}}{f_{yd}}$$

Donde;

$z$  es el brazo mecánico en la sección en ELU, que puede calcularse como;

$$z = d - \left(0.8 * \frac{x}{2}\right)$$

Siendo  $x$ , la profundidad de la fibra neutra.

$W$  es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm, fl}$ , es la resistencia media a flexo tracción.

$f_{yd}$ , es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

#### Armadura mínima geométrica (EHE(Art. 42.3.5)).

De acuerdo con la tabla 4.3 se debería colocar una armadura mínima en la cara de tracción del  $2.8/1000 * A_c$  y un 30% de esta en la cara de compresión

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas <sup>(1)</sup>		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios <sup>(2)</sup>	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup>	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>	0,7	0,6
Vigas <sup>(4)</sup>		3,3	2,8
Muros <sup>(5)</sup>	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Tabla 4.5: cuantías mínimas geométricas (11)

A continuación, se muestra una tabla resumen de los distintos mínimos usados para el cálculo de la estructura.



		7.3.2	9.2.1.1	EHE	42.3.5		
z	As	As	As,min	As	A's,min	As	A's
m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0	0	14.12	8.56	21.00	6.30	21.00	6.30
1.00	-0.23	14.12	8.56	21.00	6.30	21.00	6.30
2.00	-0.31	14.12	8.57	21.00	6.30	21.00	6.30
3.00	-0.25	14.12	8.58	21.00	6.30	21.00	6.30
4.00	-0.04	14.12	8.59	21.00	6.30	21.00	6.30
5.00	0.31	14.12	8.60	21.00	6.30	21.00	6.30
6.00	0.80	14.12	8.61	21.00	6.30	21.00	6.30
7.00	1.44	14.12	8.63	21.00	6.30	21.00	6.30
8.00	2.22	14.12	8.65	21.00	6.30	21.00	6.30
9.00	3.15	14.12	8.66	21.00	6.30	21.00	6.30
10.00	4.22	14.12	8.69	21.00	6.30	21.00	6.30
11.00	5.45	14.12	8.71	21.00	6.30	21.00	6.30
12.00	6.82	14.12	8.74	21.00	6.30	21.00	6.30
13.00	8.34	14.12	8.76	21.00	6.30	21.00	6.30
14.00	10.02	14.12	8.79	21.00	6.30	21.00	6.30
15.00	11.85	14.12	8.83	21.00	6.30	21.00	6.30
16.00	13.83	14.12	8.86	21.00	6.30	21.00	6.30
17.00	15.97	14.12	8.90	21.00	6.30	21.00	6.30
18.00	18.27	14.12	8.94	21.00	6.30	21.00	6.30
19.00	20.74	14.12	8.98	21.00	6.30	21.00	6.30
20.00	23.37	14.12	9.03	21.00	6.30	23.37	6.30
21.00	26.17	14.12	9.08	21.00	6.30	26.17	6.30
22.00	29.14	14.12	9.13	21.00	6.30	29.14	6.30
23.00	32.28	14.12	9.18	21.00	6.30	32.28	6.30
24.00	35.61	14.12	9.24	21.00	6.30	35.61	6.30
25.00	39.11	14.12	9.30	21.00	6.30	39.11	6.30

Tabla 4.6: Tabla resumen del armado mínimo



#### 4.3. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN FRENTE A ESFUERZO CORTANTES

Para la comprobación de la resistencia a esfuerzo cortante se definen los siguientes conceptos:

$VRd,c$ , es el valor de cálculo de la resistencia a cortante del elemento sin armadura de cortante;

$VRd,s$ , es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico;

$VRd,max$ , es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión.

$VEd$ , el esfuerzo de cortante obtenido anteriormente ( $V_w, E_d$ ).

En primer lugar, para calcular la armadura de cortante hay que comprobar se la sección la necesita o no, para que lleve armadura se debe cumplir que;

$$VEd > VRd, c$$

El valor del cálculo para la resistencia a cortante  $VRd,c$  se obtiene de:

$$VRd, c = (v + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Siendo;

$$v = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \text{ no siendo este menor a } v_{min}$$
$$v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ con } d \text{ en mm} = 1.29$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{NEd}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

$A_{sl}$  es el área de la armadura de tracción.

$b_w$  es la menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción [mm]; para el ejemplo de la tabla siguiente es igual a 250 mm.

$Ned$ , es el esfuerzo axial en la sección transversal debido a la carga.

$A_c$ , es el área de la sección transversal de hormigón, para este caso 875000 mm<sup>2</sup>.



Por lo cual si se cumple la condición anterior ( $V_{ed} > V_{Rd,c}$ ), se debe disponer armadura de cortante, para ello primero se van a explicar los siguientes conceptos;

$\alpha$  es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante, normalmente valdrá 1.

$\theta$  es el ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante, en la siguiente tabla se ha tomado como 2.5.

$z$  es el brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

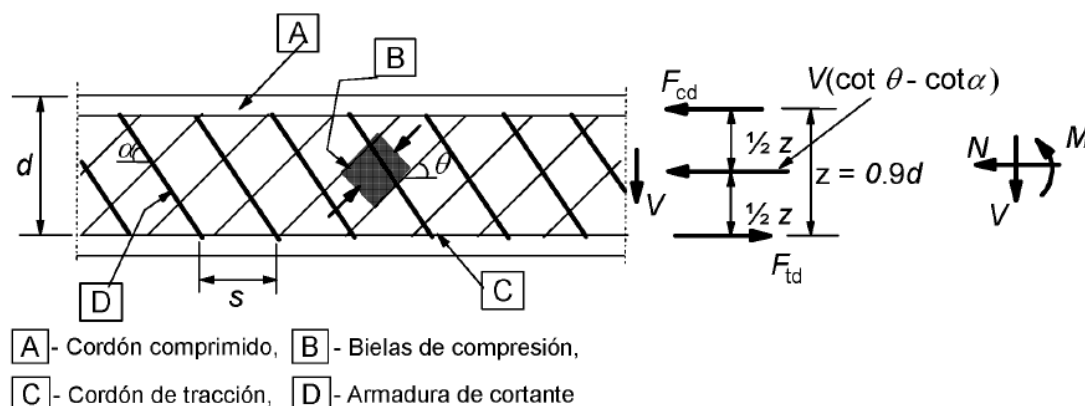


Figura 4.11: Elementos cálculo de cortante (8)

Para calcular la cuantía de armadura primero se debe de limitar el ángulo de inclinación del campo de compresiones ( $\theta$ ) igualando el cortante a  $V_{Rd,max}$ , obteniendo la siguiente expresión;

$$1 \leq \cotg\theta = \frac{1 + \sqrt{1 - 4 * \eta^2}}{2 * \eta} \leq 2.5$$

Donde;

$$\eta = \frac{V_{ed}}{\alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * b_w * z} \leq 0.5$$

$\alpha_{cw} = 1$  en elementos no pretensados

$$v_1 = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \text{en el siguiente ejemplo toma el valor de } 0.53$$

$$z = 0.9 * d$$

Tras tener limitado el ángulo  $\theta$ , ya se puede calcular la cuantía de armadura, siguiendo la siguiente fórmula;

$$V_{ed} < V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yd} * \cotg\theta$$





Despejando, se obtiene;

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{VEd}{z * f_{yd} * \cot \theta}$$

Para acabar con la armadura de cortante queda explicar el mínimo de armadura que exige la norma, en este caso se usará el Eurocódigo y la EHE 08 tratando a la estructura como un elemento losa, por último, se escogerá el máximo de los dos mínimos.

### **Eurocódigo**

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b * \text{sen} \alpha} \geq \rho_{wmin} = \frac{f_{ctm}}{7.5 * f_{yk}}$$

### **EHE 08**

Se usará el mismo criterio que para el mínimo geométrico explicado en el apartado de mínimos de elementos a flexión, pero en este caso la cuantía a elegir es la de losas y hay que tener en cuenta que esta se divide en las dos caras, además de que, para la armadura de cortante al ser por metro, las dimensiones de cálculo serán b\*1m, por ejemplo

$$A_{sw,min} = \left( \left( \frac{0.9}{1000} \right) * 0.25 * 100 \right) * 100 = 2.25 \frac{cm^2}{m}$$

Siguiendo todos estos pasos se llega a obtener una tabla como la siguiente;



z	Vw,Ed	$\sigma_{cp}$	Vrdc,min	rl	Vrdc	Vrdc,disp	Comprobacion Armadura	z	$\eta$	cotg $\theta$	Asw	Asw,min	Asw,min	Asw,disp
m	KN	N/mm2	N	-	N	KN	-	m	-	-	cm2/m	cm2/m	cm2/m	cm2/m
0	0	0.00	281179.20	0.002903	225560.55	281.18	No se requiere armadura de cortante	2.89	0.0000	0.00	0.00	0.02	2.25	2.25
1.00	18.26	0.03	284841.60	0.002903	229222.95	284.84	No se requiere armadura de cortante	2.89	0.0024	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
2.00	36.41	0.07	288504.00	0.002903	232885.35	288.50	No se requiere armadura de cortante	2.89	0.0048	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
3.00	54.45	0.101	292166.41	0.002903	236547.75	292.17	No se requiere armadura de cortante	2.89	0.0071	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
4.00	72.38	0.14	295828.81	0.002903	240210.15	295.83	No se requiere armadura de cortante	2.88	0.0095	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
5.00	90.19	0.17	299491.21	0.002903	243872.56	299.49	No se requiere armadura de cortante	2.88	0.0119	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
6.00	107.87	0.20	303153.61	0.002903	247534.96	303.15	No se requiere armadura de cortante	2.88	0.0142	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
7.00	125.43	0.24	306816.02	0.002903	251197.36	306.82	No se requiere armadura de cortante	2.87	0.0166	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
8.00	142.86	0.27	310478.42	0.002903	254859.76	310.48	No se requiere armadura de cortante	2.86	0.0189	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
9.00	160.14	0.30	314140.82	0.002903	258522.17	314.14	No se requiere armadura de cortante	2.86	0.0212	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
10.00	177.29	0.34	317803.22	0.002903	262184.57	317.80	No se requiere armadura de cortante	2.85	0.0236	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
11.00	194.28	0.37	321465.63	0.002903	265846.97	321.47	No se requiere armadura de cortante	2.84	0.0259	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
12.00	211.11	0.41	325128.03	0.002903	269509.37	325.13	No se requiere armadura de cortante	2.83	0.0282	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
13.00	227.78	0.44	328790.43	0.002903	273171.78	328.79	No se requiere armadura de cortante	2.82	0.0305	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
14.00	244.27	0.47	332452.83	0.002903	276834.18	332.45	No se requiere armadura de cortante	2.81	0.0329	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
15.00	260.57	0.51	336115.24	0.002903	280496.58	336.12	No se requiere armadura de cortante	2.80	0.0352	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
16.00	276.68	0.54	339777.64	0.002903	284158.98	339.78	No se requiere armadura de cortante	2.79	0.0375	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
17.00	292.58	0.57	343440.04	0.002903	287821.38	343.44	No se requiere armadura de cortante	2.78	0.0399	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
18.00	308.26	0.61	347102.44	0.002903	291483.79	347.10	No se requiere armadura de cortante	2.77	0.0422	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
19.00	323.69	0.64	350764.84	0.002903	295146.19	350.76	No se requiere armadura de cortante	2.75	0.0445	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
20.00	338.86	0.68	354427.25	0.003263	307769.59	354.43	No se requiere armadura de cortante	2.74	0.0468	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
21.00	353.75	0.71	358089.65	0.003654	320452.63	358.09	No se requiere armadura de cortante	2.73	0.0492	2.50	0.00	0.02	2.25	2.25
22.00	368.32	0.74	361752.05	0.004069	333011.51	361.75	Se requiere armadura de cortante	2.71	0.0515	2.50	1.09	0.02	2.25	2.25
23.00	382.54	0.78	365414.45	0.004509	345458.92	365.41	Se requiere armadura de cortante	2.69	0.0538	2.50	1.14	0.02	2.25	2.25
24.00	396.36	0.81	369076.86	0.004974	357805.98	369.08	Se requiere armadura de cortante	2.68	0.0561	2.50	1.18	0.02	2.25	2.25
25.00	409.73	0.84	372739.26	0.005464	370062.28	372.74	Se requiere armadura de cortante	2.66	0.0584	2.50	1.23	0.02	2.25	2.25

Tabla 4.7: Tabla resumen armadura de cortante



#### **4.4. ARMADURA DE PIEL**

Para la armadura de piel, se vuelve a recurrir al artículo 7.3.2 y al 7.3.3(3) del Eurocódigo, los cuales hablan del control de fisuración de la estructura.

##### **Artículo 7.3.2**

Para este caso se procede de manera similar que, en caso del cálculo de armadura de flexión, solo que aquí para el cálculo de  $A_{ct}$ , se ha de escoger la mitad del lado corto, es decir se de escoger  $b$ , el resto del cálculo es idéntico al explicado anteriormente, hay que tener en cuenta que este armado es solo para una mitad de la sección, por lo que habría que multiplicarlo por dos para obtener el total de la sección.

$$A_s, \min. \sigma_s = kc * k * f_{ct, eff} * A_{ct} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para una exposición XC1, la abertura máxima de fisura es 0,3 mm, por lo que, para una barra de 12 mm, se deben disponer las barras con una separación máxima de 150 mm, en este caso no se limita la tensión de la armadura.

##### **Artículo 7.3.3(3)**

Para el cálculo de esta armadura se sigue la siguiente formula;

$$A_s = \frac{0.5 * f_{ctm}}{f_{yk} * A_{ct}} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta cuantía de armadura es para toda la sección, por lo que si lo queremos comparar con la anterior habría que dividirla entre dos para obtener la cuantía por cara, o no multiplicar la anterior por dos, además de que en ambos cálculos se ha de dividir por el canto para obtener la cuantía por metro.

Tras ver los resultados obtenidos en ambos casos, hay que quedarse con el mayor, siendo en este caso  $3.62 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### **4.5. DISTRIBUCIÓN REAL DEL ARMADO**

Tras ver todo el armado a disponer, hay que ver como distribuir la armadura, fijándose en:

- Número de barras.
- Diámetro de barras.
- Separaciones entre barras.

Para determinar la longitud hasta la que se debe extenderse una determinada cantidad de armadura, debe tenerse en cuenta el decalaje por interacción flexión-cortante. De acuerdo con el artículo 9.2.1.3(2) del EC2:



- En las zonas donde no es preciso disponer de armadura, el decalaje es igual a un canto útil (d).
- En las zonas donde hay que disponer armadura de cortante el decalaje viene dado por la expresión:

$$\Delta l = z * \frac{\cot(\theta) - \cot(\alpha)}{2}$$

como  $\cot(\theta)$  es igual a 2.5 en todas las secciones y suponiendo  $z=0.9d$ , entonces;

$$\Delta l = 0.9 * d * \frac{2.5}{2} = 1.125 * d$$

A continuación, se debe de seleccionar el número de capas que va a tener la estructura, así como los diámetros de barra que va a tener cada una de estas.

nº capas	Φ capas			
	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4
4	mm	mm	mm	mm
	20	20	20	20
Area	3.14	3.14	3.14	3.14
s min (mm)	25	25	25	25
s max (mm)	300	300	300	300

Tabla 4.8: Elección de número de capas y diámetro de barras

Por último, hay que ver la cantidad máxima de barras que se pueden meter en la sección, para esto primero hay que calcular el ancho eficaz siguiendo la siguiente formula;

$$B_{eff} = b - 2 * (r_{nom} + \Phi_{trans})$$

Tras esto se debe de obtener la separación mínima entre armaduras que se obtiene como;

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{barra} \\ 1.25 TMA \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Siendo;

$s_{min}$ , separación mínima en mm

$\Phi_{barra}$ , diámetro de la barra en mm

TMA, tamaño máximo del árido en mm



Ahora ya se puede obtener el número máximo de barras, calculado como;

$$n^{\circ}max, barras = \frac{\phi barra + B_{eff}}{\phi barra + s_{min}}$$

Con todo esto se puede obtener el área real a disponer, en función del número de capas y los diámetros, además cabe destacar que también va a variar el canto útil según varíen estos parámetros, por lo que el cálculo de armado necesario también varía, lo que hace esto un proceso iterativo.

En la siguiente tabla se puede ver un ejemplo de número de capas dispuestas y de cómo se puede elegir el número de barras siempre que sea menos al máximo(en amarillo).

		nº max barras	barras a disponer	r. mec por capa	Area por capa
		-	-	mm	mm2
capas	1	6	6.00	57.00	1884.96
	2	6	6.00	102.00	1884.96
	3	6	6.00	142.00	1884.96
	4	6	6.00	192.00	1884.96
				Total (cm2)	75.40

Tabla 4.9: Elección de número de barras a disponer y armadura real dispuesta

En tercer lugar, queda ver cómo se va a distribuir el armado en altura, ya que no todas las capas van a ser necesarias a lo largo de toda la pantalla, ya que el armado necesario va disminuyendo con la altura, para ello primero hay que tener una armadura base, correspondiente a la capa 1 que, sí que va a ir por toda la estructura, después hay que ver cómo poner las capas de refuerzo. Cada capa adicional llegará hasta la altura en la cual el sumatorio de armado cumpla con el armado necesario decalado.

A modo de ejemplo se muestra la siguiente tabla, donde se puede apreciar que la capa 1 (la de base), recorre toda la altura de la estructura, mientras que la capa 2, solo llega hasta la altura 10, pues es en esa altura cuando con estas dos capas se consigue el armado necesario, y así sucesivamente con el resto de las capas.



	Decalada	Armado real, traccion				
altura	As	As,base	As,capa2	As,capa3	As,capa4	As,total
m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
1	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
2	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
3	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
4	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
5	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
6	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
7	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
8	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
9	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
10	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
11	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
12	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
13	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
14	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
15	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
16	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
17	21.00	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
18	23.54	12.57	12.57	0.00	0.00	25.13
19	26.36	12.57	12.57	12.57	0.00	37.70
20	29.35	12.57	12.57	12.57	0.00	37.70
21	32.53	12.57	12.57	12.57	0.00	37.70
22	35.88	12.57	12.57	12.57	0.00	37.70
23	39.41	12.57	12.57	12.57	8.04	45.74
24	39.41	12.57	12.57	12.57	8.04	45.74
25	39.41	12.57	12.57	12.57	8.04	45.74

Tabla 4.10: Distribucion de armado en altura

Si bien esta tabla, aporta mucha información de cómo se va a distribuir el armado, es difícil de interpretar, por lo que para verlo de una forma más clara se puede recurrir al siguiente gráfico.

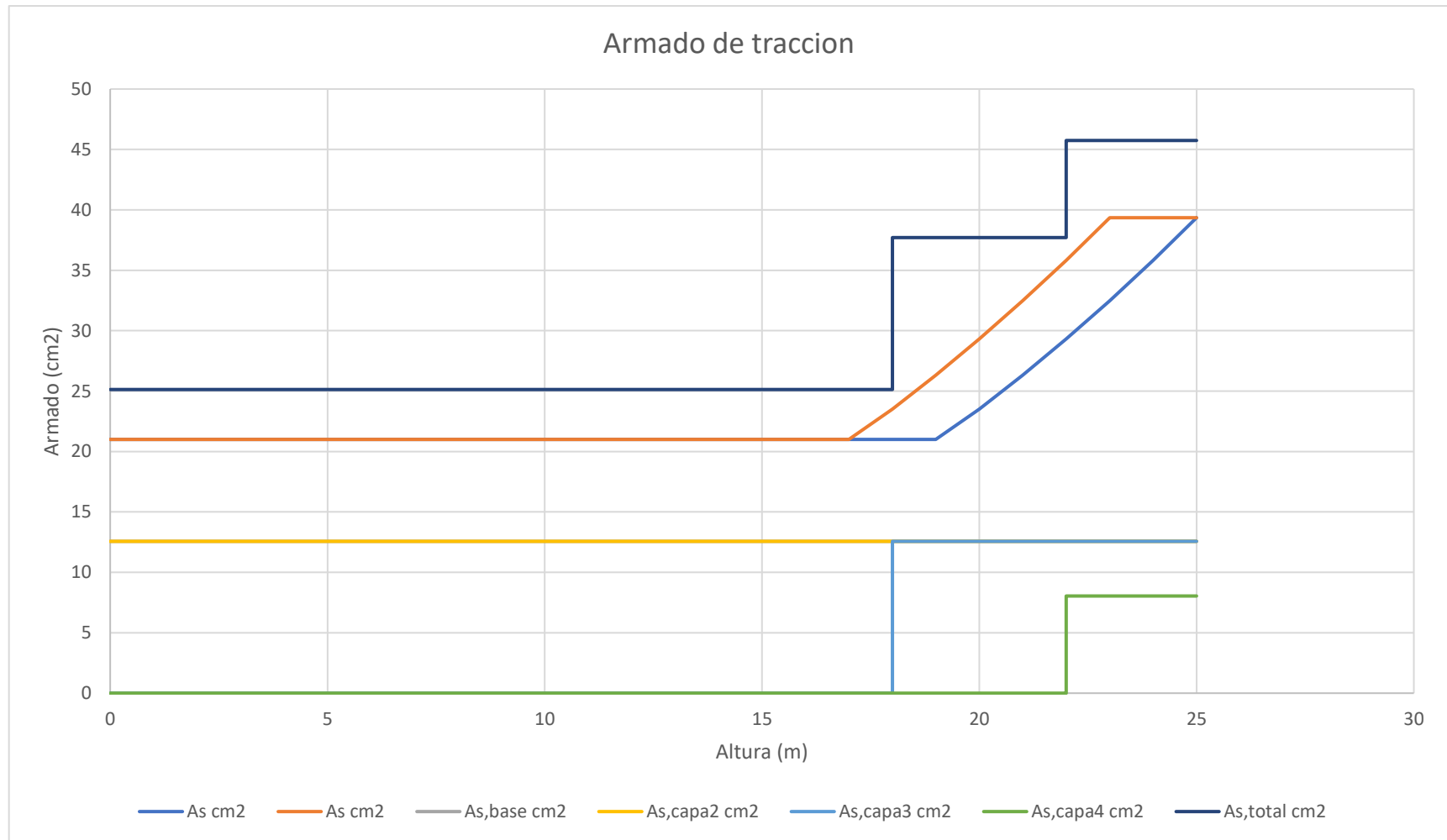


Figura 4.12: Distribucion de armadura



A continuación, hay que ver cómo se va a distribuir la armadura de cortante, para ello se van a tener dos barras en forma de U, formando un cerco, para ver la separación hay que seguir la siguiente formula;

$$A_{sw} = n^{\circ}ramas * \frac{\pi * \phi^2}{4} * \frac{1}{st}$$

Donde;

$n^{\circ}ramas$  es la parte que se lleva las tracciones de la armadura, en caso de disponer dos barras en forma de U, se tienen dos ramas.

$\Phi$ , es el diámetro de la armadura transversal.

$st$ , es la separación que hay entre cercos, limitada a 400 mm, ya que es el máximo de separación para muros, pero del lado de la seguridad se tomara una separación de 300mm.

Por último, hay que destacar que una vez obtenida la separación entre estribos se puede obtener el número total que se necesitan en toda la estructura, obteniendo el número de piezas por metro y este multiplicando por los metros totales de la estructura.

Arm. Cortante	A,cortante	st	st,real	n.piezas
	cm2/m	m	m	-
	3.15	0.72	0.30	67

Tabla 4.11: Distribucion armadura cortante

Para acabar con la distribución del armado, queda explicar el de armadura de piel, el cual al ser un armado de fisuración la separación entre barras va en función de la apertura máxima de fisura, con esta separación y el diámetro de las barras se puede obtener de forma similar al armado de tracción el número máximo de barras, considerando que hay que obtenerlo por metro, teniendo como ejemplo la siguiente tabla.

Arm,piel	wk	st	$\Phi_{,piel}$	$\Phi_s$	Beff	nº barras,max	barras disp
	mm	mm	mm	Mpa	mm	-	-
	0.3	150	12	280.00	876.75	6.00	6

Tabla 4.12: Distribucion armadura de piel

#### 4.6. ANCLAJES Y SOLAPES

Las longitudes de anclaje se obtienen de acuerdo con el artículo 8.4 del EC2, utilizando las siguientes expresiones.

Longitud básica de anclaje  $l_{b;rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$

Donde,





$\sigma_{sd}$  es la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje, se obtiene como:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} * \frac{A_{s_{nec}}}{A_{s_{real}}}$$

En la cual;

$A_{s,nec}$ , la armadura necesaria en cada sección obtenida por cálculo.

$A_{s,real}$ , la armadura que se va a disponer en cada sección y debe ser mayor o igual a la necesaria.

$f_{bd}$  es la tensión de cálculo última de adherencia para barras corrugadas, se puede tomar como:

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

Siendo;

$f_{ctd}$  es el valor de cálculo de la resistencia del hormigón a tracción, se obtiene como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c$$

Donde;

$\alpha_{ct}$ , es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables, consecuencia de la forma en que se aplica la carga, el valor recomendado es 1

$f_{ctk,0.05}$  es resistencia característica del hormigón a tracción.

$\eta_1$  es un coeficiente relacionado con la calidad de la condición de adherencia y la posición de la barra durante el vertido del hormigón.

$\eta_1 = 1,0$  cuando se obtienen "buenas" condiciones y

$\eta_1 = 0,7$  para todos los demás casos, y para barras en elementos estructurales construidos con encofrados deslizantes, a menos que pueda demostrarse que existen "buenas" condiciones de adherencia;

$\eta_2$  está relacionado con el diámetro de la barra:

$\eta_2 = 1,0$  para  $\Phi < 32$  mm



$$\eta_2 = (132 - \Phi)/100 \text{ para } \Phi > 32 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud neta de anclaje } l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 * l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

Donde;

$\alpha_1$  evalúa el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado.

$\alpha_2$  evalúa el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura.

$\alpha_3$  evalúa el efecto de confinamiento debido a la armadura transversal;

$\alpha_4$  evalúa la influencia de una o más barras transversales soldadas ( $\Phi_t > 0,6 \Phi$ ) a lo largo de la longitud neta de anclaje  $l_{bd}$ .

$\alpha_5$  evalúa el efecto de la presión transversal al plano de hendimiento a lo largo de la longitud neta de anclaje.

Adema hay que comprobar que la longitud neta es mayor a la longitud mínima que se calcula de la siguiente manera;

$$l_{b,min} = \max(k * l_{b,rqd}; 10\phi; 150mm)$$

Donde,

K= 0.6 en compresión

K=0.3 en tracción

Para finalizar el solape se calcula como;

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 * l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

A continuación, se muestra una tabla, en la que en función de la altura a la que llega cada capa de armado, muestra si se necesita solape o no, (se necesitara solape cuando la longitud sea mayor a 12 metros), rellenando de forma manual las longitudes base de cada capa sobre las cuales se le aplicara solape o anclaje según convenga, mostrando al final la longitud total de las barras.

	Capa 4	Capa3	Capa 2	Capa Base
<b>Punto necesario</b>	16	13	9	0
<b>Armadura nec.</b>	41.67	26.07	11.27	10.22
<b>Armadura real</b>	54.48	36.01	17.86	10.24
<b>Longitud Base (m)</b>	4	7	11	20



¿Solape necesario?	NO	NO	NO	SI
L1,base (m)	3	5	8	10
L2,base (m)	0	0	0	5
L3, base (m)	0	0	0	0
L,basica (mm)	715.69	715.69	715.69	715.69
L,rqd (mm)	547.31	518.19	451.60	714.43
L,neta (mm)	547.31	518.19	451.60	714.43
L,min (mm)	200.00	200.00	200.00	214.33
L,anclaje (mm)	547.31	518.19	451.60	714.43
L1 ,anclaje (mm)	547.31	518.19	451.60	0.00
L2 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	0.00	714.43
L3 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,solape 1(mm)	0.00	0.00	0.00	1073.54
L2,solape 2(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L3,solape 3(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,total (m)	4.00	6.00	9.00	12.00
L2,total (m)	0.00	0.00	0.00	6.00
L3,total (m)	0.00	0.00	0.00	0.00
L,total(m)	4.00	6.00	9.00	18.00

Tabla 4.13:Calculo longitudes de barra



## 5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En este apartado se va a hacer un análisis paramétrico de la tipología estructural estudiada, teniendo como objetivo hallar el canto óptimo para las pantallas. La metodología a emplear es válida para la optimización de cualquiera de los parámetros de los que dependen las posibles funciones objeto de optimización (coste, esfuerzos, deformaciones, etc...). Se muestra, a modo de ejemplo, los resultados obtenidos variando solo los datos de altura y canto.

Los datos que no van a variar y se van a fijar desde el inicio son:

- La tipología de pantallas siendo esta la 7, puesto que es la más estable frente a todas las sollicitaciones.
- El ancho de las pantallas, siendo este de 0,25 metros, siendo este un valor de referencia otorgado por la empresa IHD Modular..
- La zona geográfica, que será la A ya que es la que afecta a Valencia.
- Grado de aspereza I por la misma razón.

En cuanto a los datos variables;

Altura, se cogerán los valores de 15m, 20m, 25m, 30m, ya que con es el rango de alturas con el que la empresa IHD Modular tiene pensado construir sus edificios.

Canto, se van a coger los valores de 1.5m, 2m, 2.5m, 3m, 3.5m, 4m, 4.5m, ya que son valores aceptables para unas pantallas de rigidización además de que así se tiene un amplio rango para ver cuál es el óptimo.

El procedimiento para sacar el precio de los materiales (acero y hormigón) es en primer lugar sacar la cuantía total de acero que se necesita, para ello se coge los datos de armado de cálculo necesario de flexión, cortante y armadura de piel. Para pasar de centímetros cuadrados a unidad monetaria se debe de hacer un sumatorio de todos los resultados de armado obtenidos, (se sumarán según la altura estudiada), con la flexión habrá que multiplicarla por dos ya que el armado es simétrico en ambas caras y con la armadura de piel hay que multiplicarla por el canto de cada sección para sacar la total ya que las cuantías obtenidas son por metro.

En segundo lugar, tras haber obtenido la cuantía total de acero, que al estar multiplicada por la altura realmente lo obtenido es un volumen, multiplicando este por el peso específico del acero, ( $7850\text{kg/m}^3$ ), se obtienen así los kilos totales de acero, a continuación, se multiplican los kilos de acero por el precio de este se obtiene el precio total. Para este trabajo se ha tomado un valor de  $1,75\text{€/kg}$ .

En cuanto lugar hay que obtener el precio de hormigón, para ello primero se obtiene el volumen total de hormigón, para simplificar los cálculos se ha cogido u área de hormigón



igual a  $b \cdot h$  y se ha multiplicado por la altura, obteniendo así el volumen, por último, quedará multiplicar a este por el precio del metro cubico de hormigón, para este trabajo se ha cogido un precio de  $90\text{€/m}^3$

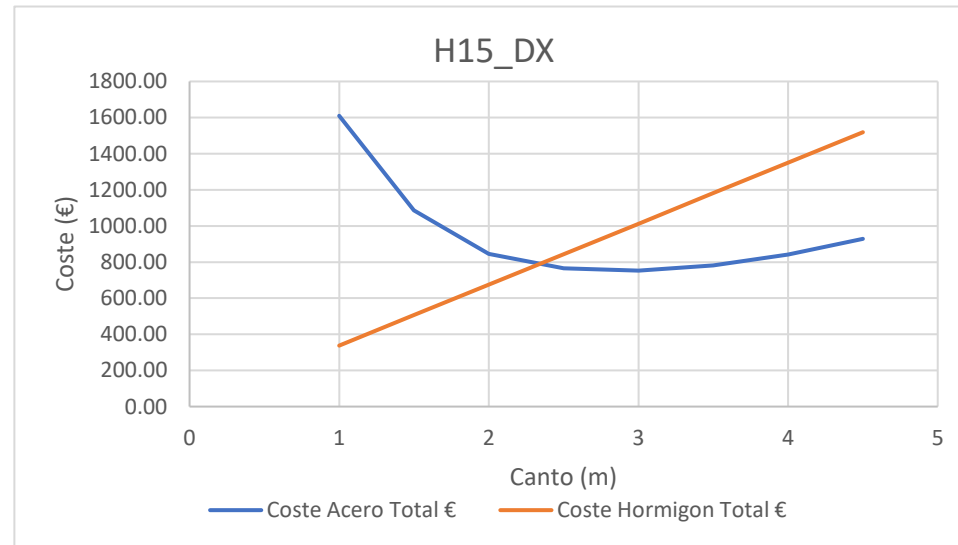
Tras obtener el precio de cada material, este proceso se debe aplicar para todas las alturas y cantos estudiados, así como para cada dirección del viento, ya que esta afectara a los esfuerzos y por tal al armado y al número de pantallas, al final se debe sumar el precio total de acero y hormigón y se obtiene las curvas que indican el mínimo económico.

A continuación, se pueden observar las distintas tablas y gráficos obtenidos, no sin antes explicar la codificación de casa uno de estos;

- D7, se refiere a disposición de pantallas número 7.
- DIX, dirección del viento X.
- DIY, dirección del viento Y.
- HXX, es la altura estudiada en casa caso. Por ejemplo, H15, hace referencia a un edificio de 15 metros de altura.

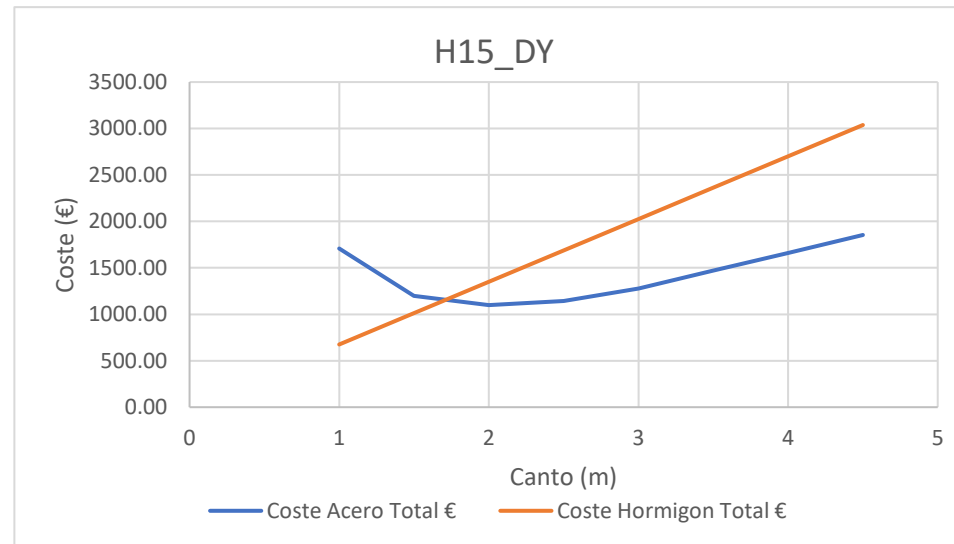


D7_DIX	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 1	15	1	1609.83	337.50	1609.83	337.50
		1.5	1085.35	506.25	1085.35	506.25
		2	844.83	675.00	844.83	675.00
		2.5	764.79	843.75	764.79	843.75
		3	752.58	1012.50	752.58	1012.50
		3.5	781.55	1181.25	781.55	1181.25
		4	841.66	1350.00	841.66	1350.00
		4.5	928.60	1518.75	928.60	1518.75



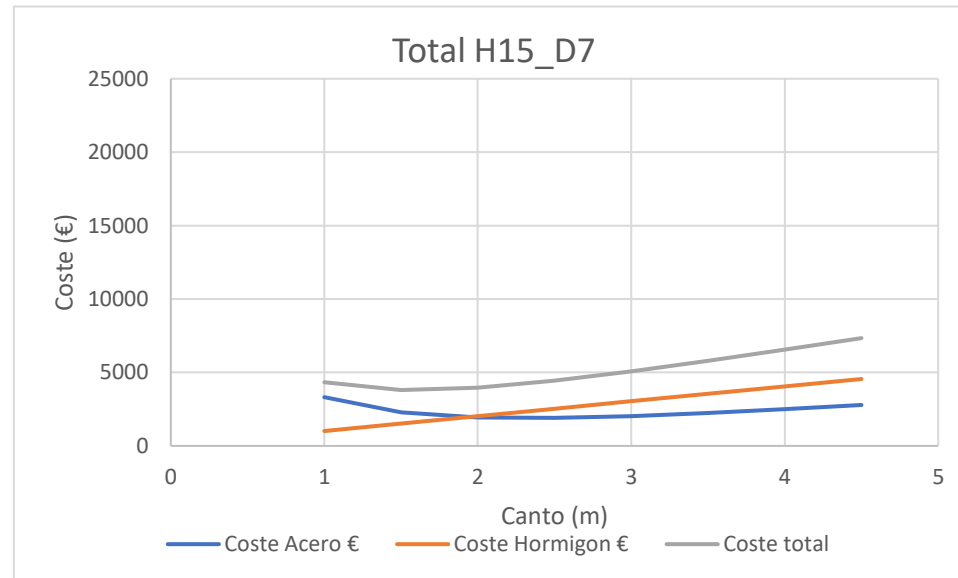


D7_DIY	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 2	15	1	854.79	337.50	1709.58	675.00
		1.5	599.50	506.25	1199.00	1012.50
		2	549.46	675.00	1098.93	1350.00
		2.5	572.01	843.75	1144.02	1687.50
		3	639.53	1012.50	1279.07	2025.00
		3.5	734.50	1181.25	1468.99	2362.50
		4	830.67	1350.00	1661.33	2700.00
		4.5	926.91	1518.75	1853.83	3037.50





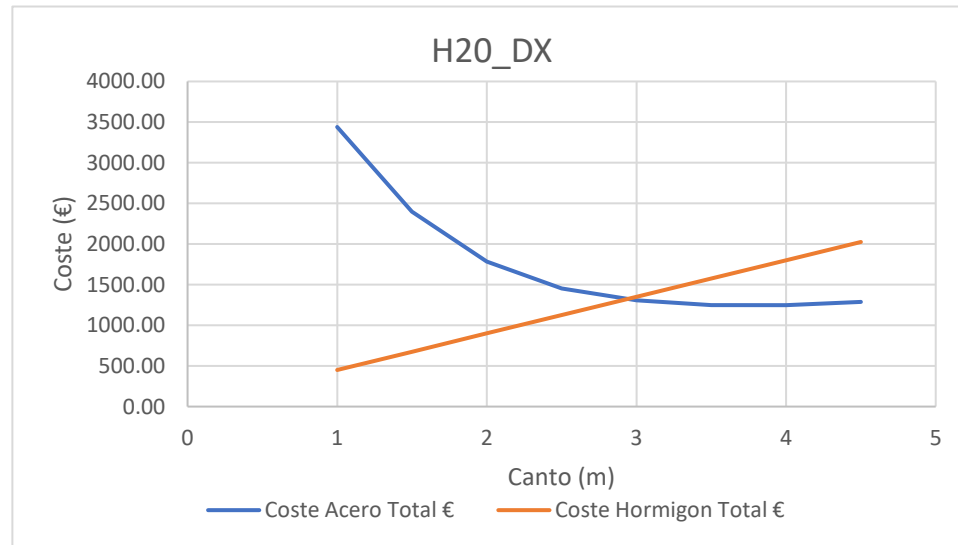
D7_H15	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	TOTAL
	m	m	€	€	€
	15	1	3,319	1,013	4,332
		1.5	2,284	1,519	3,804
		2	1,944	2,025	3,969
		2.5	1,909	2,531	4,441
		3	2,032	3,038	5,070
		3.5	2,251	3,544	5,795
		4	2,503	4,050	6,553
		4.5	2,782	4,556	7,339





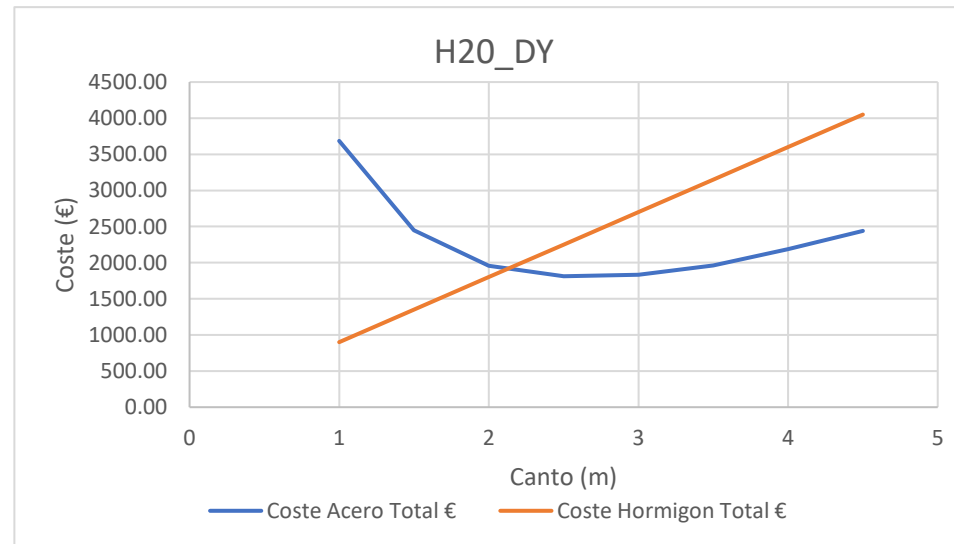


D7_DIX	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 1	20	1	3439.24	450.00	3439.24	450.00
		1.5	2398.79	675.00	2398.79	675.00
		2	1782.78	900.00	1782.78	900.00
		2.5	1453.51	1125.00	1453.51	1125.00
		3	1307.07	1350.00	1307.07	1350.00
		3.5	1249.04	1575.00	1249.04	1575.00
		4	1247.51	1800.00	1247.51	1800.00
		4.5	1288.30	2025.00	1288.30	2025.00



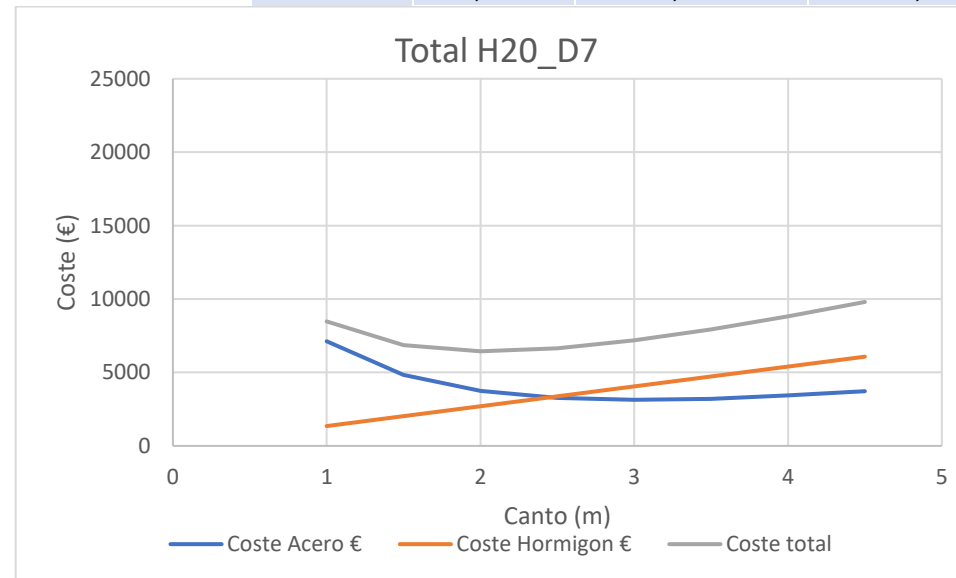


D7_DIY	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 2	20	1	1842.75	450.00	3685.50	900.00
		1.5	1223.39	675.00	2446.78	1350.00
		2	978.72	900.00	1957.44	1800.00
		2.5	906.11	1125.00	1812.23	2250.00
		3	915.56	1350.00	1831.12	2700.00
		3.5	980.83	1575.00	1961.66	3150.00
		4	1092.82	1800.00	2185.63	3600.00
		4.5	1218.99	2025.00	2437.97	4050.00



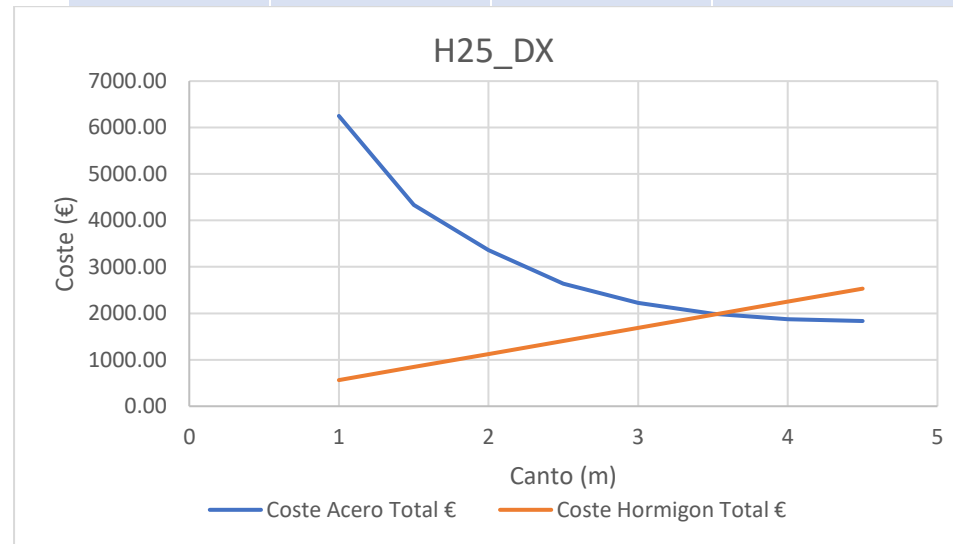


D7_H20	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	TOTAL
	m	m	€	€	€
	20	1	7,125	1,350	8,475
		1.5	4,846	2,025	6,871
		2	3,740	2,700	6,441
		2.5	3,266	3,375	6,641
		3	3,138	4,050	7,189
		3.5	3,211	4,725	7,936
		4	3,433	5,400	8,834
		4.5	3,726	6,075	9,802



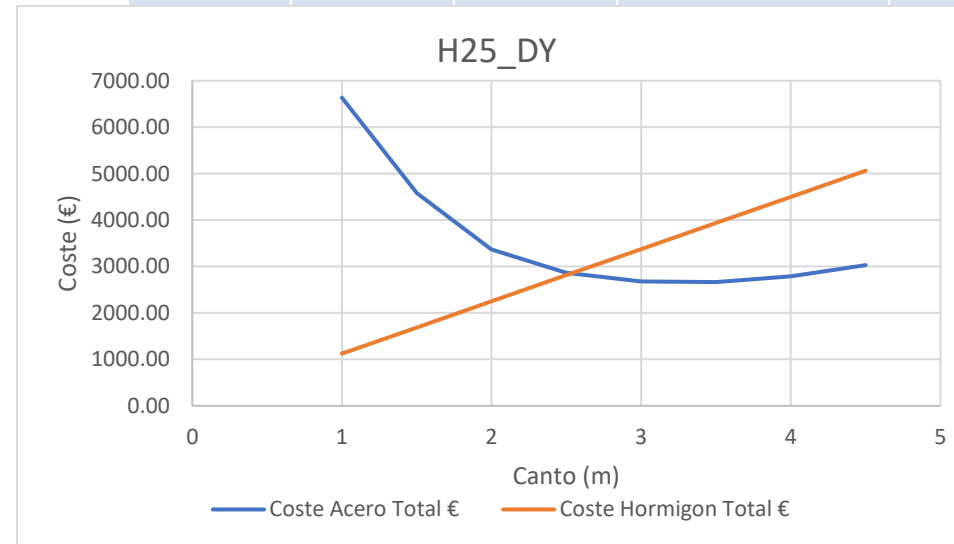


D7_DIX	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 1	25	1	6250.22	562.50	6250.22	562.50
		1.5	4332.22	843.75	4332.22	843.75
		2	3359.39	1125.00	3359.39	1125.00
		2.5	2636.22	1406.25	2636.22	1406.25
		3	2221.94	1687.50	2221.94	1687.50
		3.5	1988.48	1968.75	1988.48	1968.75
		4	1876.11	2250.00	1876.11	2250.00
		4.5	1834.81	2531.25	1834.81	2531.25



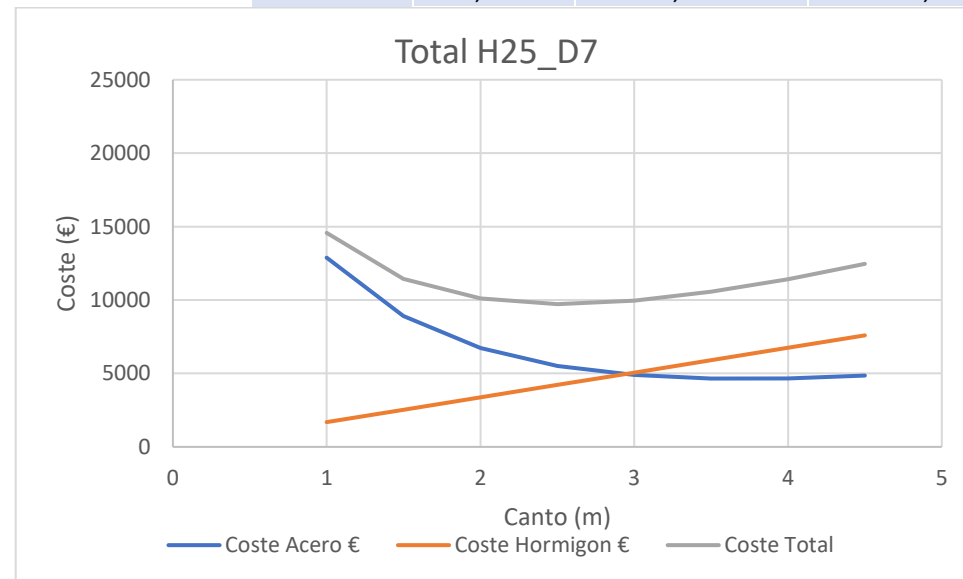


D7_DIY	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 2	25	1	3317.49	562.50	6634.97	1125.00
		1.5	2290.35	843.75	4580.70	1687.50
		2	1683.38	1125.00	3366.76	2250.00
		2.5	1432.02	1406.25	2864.05	2812.50
		3	1337.27	1687.50	2674.54	3375.00
		3.5	1332.47	1968.75	2664.93	3937.50
		4	1394.21	2250.00	2788.42	4500.00
		4.5	1513.28	2531.25	3026.56	5062.50



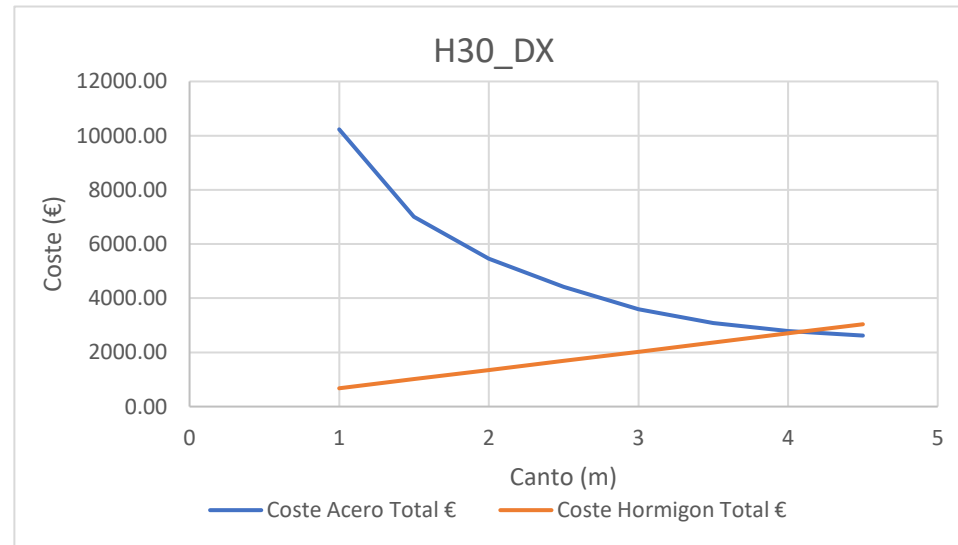


D7_H25	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	TOTAL
	m	m	€	€	€
	25	1	12,885	1,688	14,573
		1.5	8,913	2,531	11,445
		2	6,726	3,375	10,102
		2.5	5,500	4,219	9,720
		3	4,896	5,063	9,959
		3.5	4,653	5,906	10,560
		4	4,665	6,750	11,415
		4.5	4,861	7,594	12,456



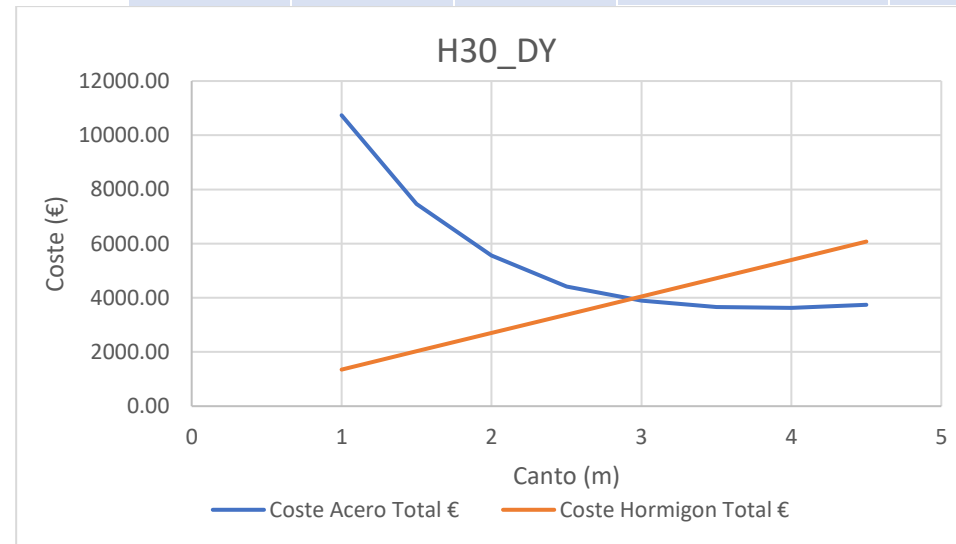


D7_DIX	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 1	30	1	10230.93	675.00	10230.93	675.00
		1.5	6999.63	1012.50	6999.63	1012.50
		2	5453.14	1350.00	5453.14	1350.00
		2.5	4422.48	1687.50	4422.48	1687.50
		3	3587.08	2025.00	3587.08	2025.00
		3.5	3086.16	2362.50	3086.16	2362.50
		4	2792.41	2700.00	2792.41	2700.00
		4.5	2620.64	3037.50	2620.64	3037.50





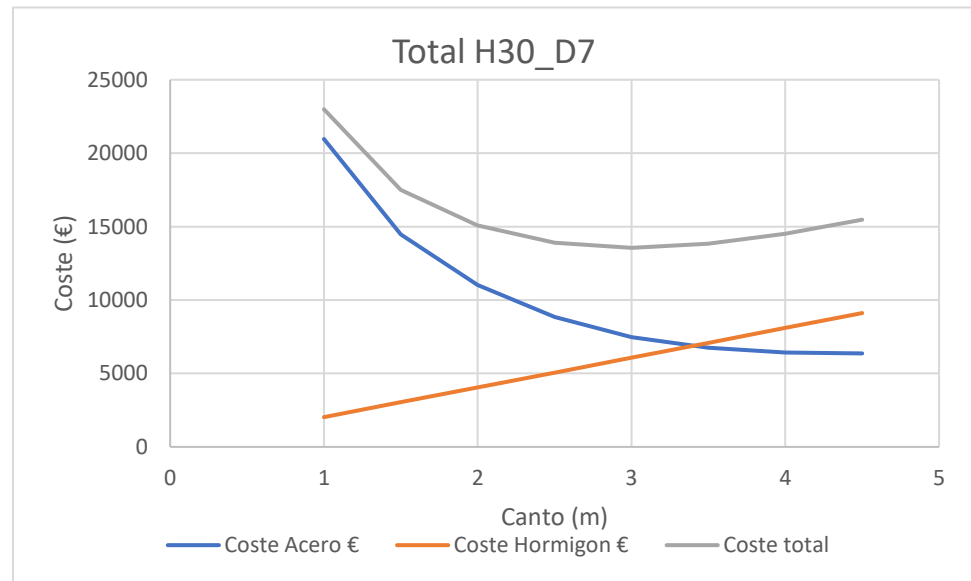
D7_DIY	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	Coste Acero Total	Coste Hormigon Total
	m	m	€	€	€	€
nº pantallas 2	30	1	5368.34	675.00	10736.68	1350.00
		1.5	3733.81	1012.50	7467.63	2025.00
		2	2783.49	1350.00	5566.97	2700.00
		2.5	2210.65	1687.50	4421.31	3375.00
		3	1946.40	2025.00	3892.81	4050.00
		3.5	1831.35	2362.50	3662.69	4725.00
		4	1813.80	2700.00	3627.60	5400.00
		4.5	1872.18	3037.50	3744.37	6075.00







D7_H30	H	h	Coste Acero	Coste Hormigon	TOTAL
	m	m	€	€	€
	30	1	20,968	2,025	22,993
		1.5	14,467	3,038	17,505
		2	11,020	4,050	15,071
		2.5	8,844	5,063	13,907
		3	7,480	6,075	13,555
		3.5	6,749	7,088	13,837
		4	6,420	8,100	14,521
		4.5	6,365	9,113	15,478





De acuerdo con los gráficos mostrados, se puede establecer una conclusión preliminar interesante (a falta de realizar estudios más detallados con diferentes datos de partida): el canto para el cual el coste de la estructura de arriostramiento es mínimo es aproximadamente de la décima parte de la altura de la pantalla.

Además, también se puede apreciar que las curvas conforme disminuyen la altura tienden a ser menos tendidas, no se diferencia tanto el precio del acero y hormigón, mientras que para las alturas más altas el precio de acero y hormigón es muy distinto desde el inicio.



## 6. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este apartado se va a dar un ejemplo de aplicación del cálculo de pantallas anteriormente explicado, para ello se ha escogido un edificio de 15 metros de altura con unas dimensiones de 20m x 20m, se ha elegido una tipología de pantallas 7, en una zona geográfica A con grado de aspereza I.

A continuación, se van a mostrar los diferentes resultados obtenidos para las pantallas, así como las distintas distribuciones de armado utilizadas para ambas direcciones del viento.

- (1) El orden de aparición de los resultados será el siguiente:
- (2) Obtención de esfuerzos
- (3) Cálculo de armado de flexión
- (4) Calculo armado cortante
- (5) Cálculo de armado de piel
- (6) Elección de las distintas capas , diámetros y separaciones para la distribución
- (7) Tabla resumen armado y distribución del armado
- (8) Gráfico de distribución
- (9) Cálculo de anclajes y solape

Con las tablas presentadas a continuación, se pueden hacer los respectivos planos, y con ellos luego se puede hacer la valoración económica de la estructura.

Cabe mencionar que, aunque el análisis paramétrico diga cual es el canto óptimo, puede ser que este no se pueda poner debido a limitaciones geométricas, por ejemplo, puede ser que el número de barras necesarias un cupiesen en la sección respetando las separaciones mínimas,, por lo que se debe ir al canto siguiente, para reducir armado necesario y evitar este problema. En el siguiente ejemplo se puede apreciar que para el caso de la dirección X se ha tenido que ir a un canto de 2 metros por este motivo en vez de al canto óptimo de 1,5 metros.



**Dirección X**

Zona Geografica		A								Armado a disponer (aproximado)		
Grado de aspereza		I								As	A's	A,cortante
q <sub>b</sub>	altura	c <sub>e</sub>	c <sub>p</sub>	q <sub>e</sub>	F <sub>w</sub>	F <sub>w,Ed</sub>	V <sub>w,Ed</sub>	M <sub>w,Ed</sub>	N <sub>,Ed</sub>	As	A's	A,cortante
KN/m <sup>2</sup>	m	-	-	KN/m <sup>2</sup>	KN/m	KN/m	KN	mKN	KN	cm2	cm2	cm2/m
0.42	0	3.63	0.8	1.22	24.42	36.62	0.00	0.00	0.00	12.00	12.00	2.32
	1	3.61	0.8	1.21	24.28	36.41	36.52	18.28	20.25	12.00	12.00	2.32
	2	3.59	0.8	1.21	24.13	36.20	72.82	72.97	40.50	12.00	12.00	2.32
	3	3.57	0.8	1.20	23.98	35.97	108.91	163.85	60.75	12.00	12.00	2.32
	4	3.55	0.8	1.19	23.83	35.74	144.76	290.71	81.00	12.00	12.00	2.32
	5	3.52	0.8	1.18	23.66	35.50	180.38	453.30	101.25	12.00	12.00	2.32
	6	3.50	0.8	1.17	23.50	35.25	215.75	651.38	121.50	12.00	12.00	2.32
	7	3.47	0.8	1.17	23.32	34.99	250.87	884.71	141.75	12.72	12.00	2.32
	8	3.44	0.8	1.16	23.14	34.71	285.72	1153.02	162.00	16.57	12.00	2.32
	9	3.42	0.8	1.15	22.95	34.43	320.29	1456.05	182.25	20.93	12.00	2.32
	10	3.39	0.8	1.14	22.76	34.14	354.57	1793.50	202.50	25.78	12.00	2.32
	11	3.36	0.8	1.13	22.55	33.83	388.56	2165.09	222.75	31.12	12.00	2.32
	12	3.32	0.8	1.12	22.34	33.50	422.22	2570.51	243.00	36.95	12.00	2.32
	13	3.29	0.8	1.11	22.11	33.16	455.55	3009.43	263.25	43.26	12.00	2.32
	14	3.25	0.8	1.09	21.87	32.80	488.54	3481.50	283.50	50.05	12.00	2.32
	15	3.22	0.8	1.08	21.61	32.42	521.15	3986.37	303.75	57.30	12.00	2.32

Tabla 6.1: Calculo solicitaciones dirección X



											7.3.2	9.2.1.1	42.3.5 EHE			
z	Nd	Fw,Ed	Vw,Ed	Mw,Ed	M1d	M2d	ZONA	As	A's	x	As	As,min	As,min	A's,min	As	A's
m	KN	KN/m	KN	mKN	mKN	mKN	-	cm2	cm2	m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0	0	36.62	0	0	0	0	A	0	0	0	11.30	7.03	16.80	5.04	16.80	5.04
1	20.25	36.41	36.52	18.28	36.40	-0.96	C	-0.02	0.00	0.004	11.30	7.04	16.80	5.04	11.30	5.04
2	40.50	36.20	72.82	72.97	109.22	34.49	C	0.40	0.00	0.012	11.30	7.05	16.80	5.04	11.30	5.04
3	60.75	35.97	108.91	163.85	218.22	106.14	C	1.26	0.00	0.024	11.30	7.07	16.80	5.04	11.30	5.04
4	81.00	35.74	144.76	290.71	363.20	213.76	C	2.58	0.00	0.040	11.30	7.09	16.80	5.04	11.30	5.04
5	101.25	35.50	180.38	453.30	543.92	357.11	C	4.36	0.00	0.061	11.30	7.12	16.80	5.04	11.30	5.04
6	121.50	35.25	215.75	651.38	760.13	535.96	C	6.60	0.00	0.085	11.30	7.16	16.80	5.04	11.30	5.04
7	141.75	34.99	250.87	884.71	1011.58	750.05	C	9.32	0.00	0.114	11.30	7.20	16.80	5.04	11.30	5.04
8	162.00	34.71	285.72	1153.02	1298.02	999.12	C	12.53	0.00	0.147	11.30	7.26	16.80	5.04	12.53	5.04
9	182.25	34.43	320.29	1456.05	1619.17	1282.91	C	16.26	0.00	0.185	11.30	7.32	16.80	5.04	16.26	5.04
10	202.50	34.14	354.57	1793.50	1974.74	1601.13	C	20.52	0.00	0.228	11.30	7.39	16.80	5.04	20.52	5.04
11	222.75	33.83	388.56	2165.09	2364.46	1953.48	C	25.35	0.00	0.276	11.30	7.47	16.80	5.04	25.35	5.04
12	243.00	33.50	422.22	2570.51	2788.00	2339.66	C	30.78	0.00	0.329	11.30	7.56	16.80	5.04	30.78	5.04
13	263.25	33.16	455.55	3009.43	3245.04	2759.34	C	36.85	0.00	0.389	11.30	7.66	16.80	5.04	36.85	5.04
14	283.50	32.80	488.54	3481.50	3735.24	3212.18	C	43.62	0.00	0.454	11.30	7.78	16.80	5.04	43.62	5.04
15	303.75	32.42	521.15	3986.37	4258.23	3697.81	C	51.16	0.00	0.527	11.30	7.91	16.80	5.04	51.16	5.04

Tabla 6.2: Armado de flexión dirección X



z	Vw,Ed	scp	rl	Vrdc	Vrdc,disp	Comprobacion Armadura	$\xi$	cotg $\theta$	Asw	$A_{\sigma\omega,\mu\nu}$	Asw,min	Asw,disp
m	KN	N/mm2	-	N	KN	-	m	-	cm2/m	cm2/m	cm2/m	cm2/m
0	0	0.000000	0.00	187062.60	237.42	No se requiere armadura de cortante	1.90	0.00	0.00	0.0232	2.70	2.70
1	36.52	0.033750	0.00	166758.95	240.30	No se requiere armadura de cortante	1.89	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
2	72.82	0.067500	0.00	169637.00	243.18	No se requiere armadura de cortante	1.89	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
3	108.91	0.101250	0.00	172515.05	246.06	No se requiere armadura de cortante	1.89	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
4	144.76	0.135000	0.00	175393.11	248.94	No se requiere armadura de cortante	1.88	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
5	180.38	0.168750	0.00	178271.16	251.81	No se requiere armadura de cortante	1.87	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
6	215.75	0.202500	0.00	181149.21	254.69	No se requiere armadura de cortante	1.86	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
7	250.87	0.236250	0.00	184027.26	257.57	No se requiere armadura de cortante	1.85	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
8	285.72	0.270000	0.00	192683.19	260.45	Se requiere armadura de cortante	1.84	2.50	1.24	0.0232	2.70	2.70
9	320.29	0.303750	0.00	210938.83	263.33	Se requiere armadura de cortante	1.82	2.50	1.41	0.0232	2.70	2.70
10	354.57	0.337500	0.00	228748.39	266.20	Se requiere armadura de cortante	1.80	2.50	1.57	0.0232	2.70	2.70
11	388.56	0.371250	0.00	246215.62	269.08	Se requiere armadura de cortante	1.78	2.50	1.74	0.0232	2.70	2.70
12	422.22	0.405000	0.01	263428.45	271.96	Se requiere armadura de cortante	1.76	2.50	1.92	0.0232	2.70	2.70
13	455.55	0.438750	0.01	280465.66	280.47	Se requiere armadura de cortante	1.74	2.50	2.10	0.0232	2.70	2.70
14	488.54	0.472500	0.01	297402.01	297.40	Se requiere armadura de cortante	1.71	2.50	2.28	0.0232	2.70	2.70
15	521.15	0.506250	0.01	314312.74	314.31	Se requiere armadura de cortante	1.68	2.50	2.48	0.0232	2.70	2.70

Tabla 6.3:Calculo de armado de cortante dirección X

7.3.3(3)	7.3.2					
As,metro	kc	k	Act	fct,eff	As,metro	As,disp
cm2/m	-	-	m2	Mpa	cm2	cm2/m
4.34	0.40	0.87	0.3	2.90	3.46	4.34

Tabla 6.4:Calculo de armado de piel dirección X



nº capas	Φ capas				Armado			Beff	S. entre capas	Φ'long	20	Arm. Compresion
	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4	Φ,trans	10	mm					
4	mm	mm	mm	mm	nºramas	2	-	220	25	s min (mm)	25	
	20	20	20	16	TMA	20	mm			Area	3.14	
Area	3.14	3.14	3.14	2.01	Cnom	30	mm					
s min (mm)	25	25	25	25								
s max (mm)	300	300	300	300								

capas		nº max barras	nº min barras	barras a disponer	r. mec por capa	Area por capa	rmech	d	d'	v1	v2	Xlim
		-	-	-	mm	mm2	m	m	m	m	m	m
capas	1	5		5.00	50.00	1570.80	0.104	1.896	0.05	1	1	1.170
	2	5		5.00	95.00	1570.80						
	3	5		5.00	135.00	1570.80						
	4	5		3.00	183.00	603.19	A'	5	2	6.28		
				Total (cm2)		53.16						
				NEC		51.11						

Arm,piel	wk	st	F <sub>piel</sub>	Φ <sub>s</sub>	Beff	nº barras,max	barras disp	Area	L <sub>basica</sub>	L <sub>neta</sub>	L <sub>solape</sub>
	mm	mm	mm	Mpa	mm	-	-	cm2/m	mm	mm	mm
	0.3	150	12	280.00	888.49	6.00	6	6.79	429.41	429.41	644.12

Arm. Cortante	A <sub>cortante</sub>	st	st,real	n.piezas
	cm2/m	m	m	-
	2.70	0.58	0.60	25

Tabla 6.5: Eleccion de condicionantes para la distribución de armado en dirección X



altura	Armado a disponer			Decalada	Armado real,traccion					Arm. Piel	
	As	A's	A,cortante		As	As,base	As,capa2	As,capa3	As,capa4		As,total
m	cm2	cm2	cm2/m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2/m
0	16.80	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
1	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
2	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
3	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
4	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
5	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
6	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
7	11.30	5.04	2.70	11.30	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
8	11.30	5.04	2.70	12.53	15.71	0.00	0.00	0.00	15.71	4.34	
9	12.53	5.04	2.70	16.26	15.71	15.71	0.00	0.00	31.42	4.34	
10	16.26	5.04	2.70	20.52	15.71	15.71	0.00	0.00	31.42	4.34	
11	20.52	5.04	2.70	25.35	15.71	15.71	0.00	0.00	31.42	4.34	
12	25.35	5.04	2.70	30.78	15.71	15.71	0.00	0.00	31.42	4.34	
13	30.78	5.04	2.70	36.85	15.71	15.71	15.71	0.00	47.12	4.34	
14	36.85	5.04	2.70	43.62	15.71	15.71	15.71	0.00	47.12	4.34	
15	43.62	5.04	2.70	51.16	15.71	15.71	15.71	6.03	53.16	4.34	

Tabla 6.6:Resumen de armado en dirección X



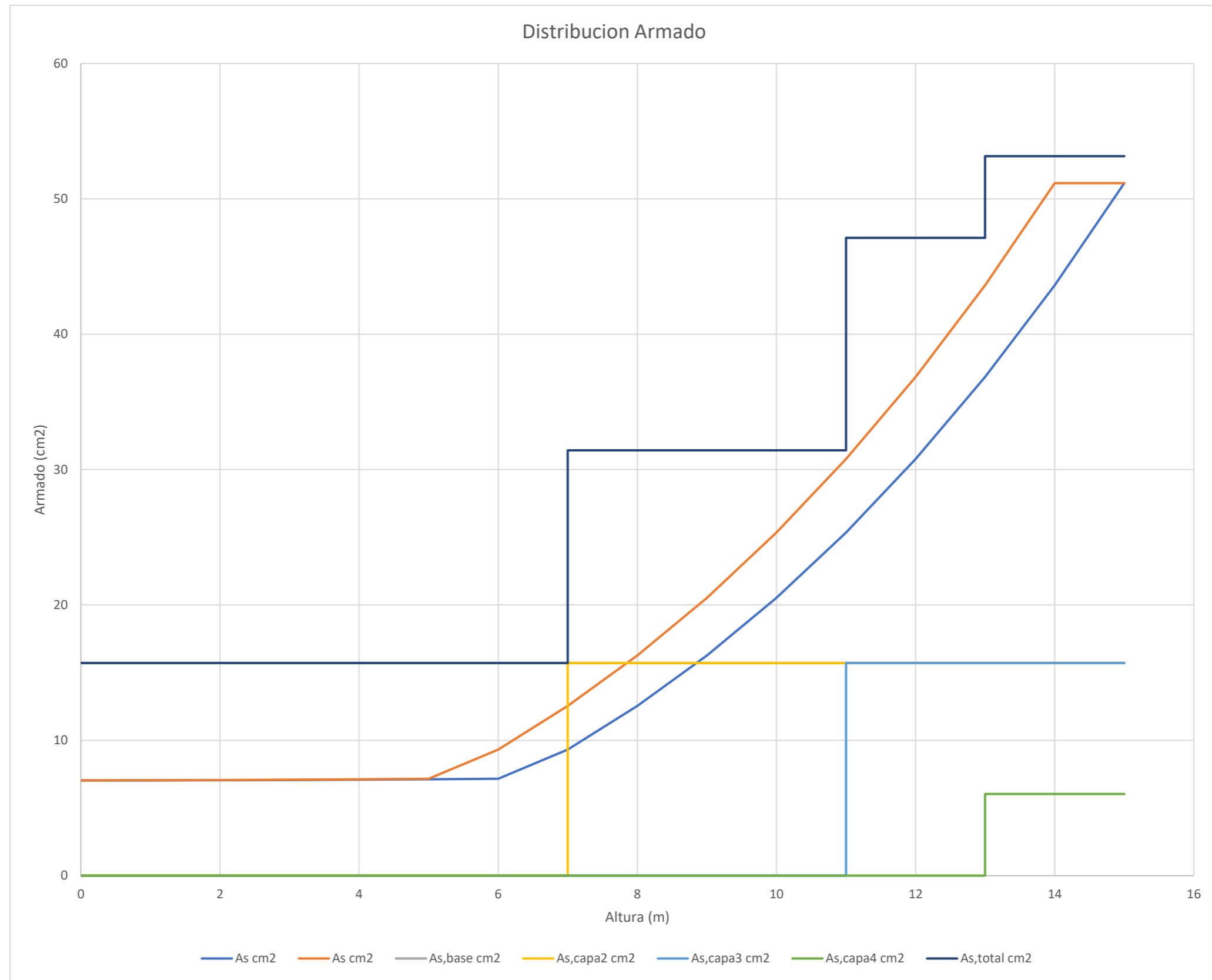


Tabla 6.7: Grafico de distribución del armado de flexión en dirección X



	Capa 4	Capa3	Capa 2	Capa Base
Punto necesario	13	11	7	0
Armadura nec.	43.58	30.75	12.52	7.03
Armadura real	47.12	31.42	15.71	15.71
Longitud Base (m)	2	4	8	15
¿Solape necesario?	NO	NO	NO	SI
L1,base (m)	2	4	8	10
L2,base (m)	0	0	0	5
L3, base (m)	0	0	0	0
L,basica (mm)	572.55	715.69	715.69	715.69
L,rqd (mm)	529.49	700.52	570.59	320.37
L,neta (mm)	529.49	700.52	570.59	320.37
L,min (mm)	160.00	210.16	200.00	200.00
L,anclaje (mm)	529.49	700.52	570.59	320.37
L1 ,anclaje (mm)	529.49	700.52	570.59	0.00
L2 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	0.00	320.37
L3 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,solape 1(mm)	0.00	0.00	0.00	1073.54
L2,solape 2(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L3,solape 3(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,total (m)	3.00	5.00	9.00	12.00
L2,total (m)	0.00	0.00	0.00	6.00
L3,total (m)	0.00	0.00	0.00	0.00
L,total(m)	3.00	5.00	9.00	18.00

Parametros anclaje y solape						
fctd	n1	n1	fbd	$\alpha 1$	k	$\alpha$
Mpa	-	-	Mpa	-	-	-
1.35	1	1	3.04	1	0.3	1.5

Tabla 6.8:Calculo de longitudes de anclaje y solape en dirección X



Dirección Y

Zona Geografica		A							
Grado de aspereza		I							
$q_b$	altura	$c_e$	$c_p$	$q_e$	Fw	Fw,Ed	Vw,Ed	Mw,Ed	N,Ed
KN/m <sup>2</sup>	m	-	-	KN/m <sup>2</sup>	KN/m	KN/m	KN	mKN	KN
0.42	0	3.63	0.8	1.22	12.21	18.31	0.00	0.00	0.00
	1	3.61	0.8	1.21	12.14	18.21	18.26	9.14	15.19
	2	3.59	0.8	1.21	12.07	18.10	36.41	36.48	30.38
	3	3.57	0.8	1.20	11.99	17.99	54.45	81.93	45.56
	4	3.55	0.8	1.19	11.91	17.87	72.38	145.35	60.75
	5	3.52	0.8	1.18	11.83	17.75	90.19	226.65	75.94
	6	3.50	0.8	1.17	11.75	17.62	107.87	325.69	91.13
	7	3.47	0.8	1.17	11.66	17.49	125.43	442.36	106.31
	8	3.44	0.8	1.16	11.57	17.36	142.86	576.51	121.50
	9	3.42	0.8	1.15	11.48	17.22	160.14	728.02	136.69
	10	3.39	0.8	1.14	11.38	17.07	177.29	896.75	151.88
	11	3.36	0.8	1.13	11.28	16.91	194.28	1082.55	167.06
	12	3.32	0.8	1.12	11.17	16.75	211.11	1285.25	182.25
	13	3.29	0.8	1.11	11.05	16.58	227.78	1504.71	197.44
	14	3.25	0.8	1.09	10.93	16.40	244.27	1740.75	212.63
15	3.22	0.8	1.08	10.81	16.21	260.57	1993.19	227.81	

Tabla 6.9: Calculo solicitaciones dirección Y



											7.3.2	9.2.1.1	42.3.5 EHE			
z	Nd	Fw,Ed	Vw,Ed	Mw,Ed	M1d	M2d	ZONA	As	A's	x	As	As,min	As,min	A's,min	As	A's
m	KN	KN/m	KN	mKN	mKN	mKN	-	cm2	cm2	m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0	0	18.31	0	0	0	0	A	0	0	0	8.47	5.39	12.60	3.78	12.60	3.78
1	15.19	18.21	18.26	9.14	18.87	-1.49	C	-0.04	0.00	0.003	8.47	5.39	12.60	3.78	12.60	3.78
2	30.38	18.10	36.41	36.48	55.95	15.22	C	0.23	0.00	0.008	8.47	5.40	12.60	3.78	12.60	3.78
3	45.56	17.99	54.45	81.93	111.13	50.03	C	0.80	0.00	0.017	8.47	5.41	12.60	3.78	12.60	3.78
4	60.75	17.87	72.38	145.35	184.29	102.83	C	1.67	0.00	0.028	8.47	5.43	12.60	3.78	12.60	3.78
5	75.94	17.75	90.19	226.65	275.32	173.49	C	2.86	0.00	0.042	8.47	5.45	12.60	3.78	12.60	3.78
6	91.13	17.62	107.87	325.69	384.09	261.90	C	4.36	0.00	0.059	8.47	5.48	12.60	3.78	12.60	3.78
7	106.31	17.49	125.43	442.36	510.49	367.94	C	6.19	0.00	0.078	8.47	5.51	12.60	3.78	12.60	3.78
8	121.50	17.36	142.86	576.51	654.38	491.46	C	8.35	0.00	0.101	8.47	5.55	12.60	3.78	12.60	3.78
9	136.69	17.22	160.14	728.02	815.63	632.34	C	10.85	0.00	0.127	8.47	5.59	12.60	3.78	12.60	3.78
10	151.88	17.07	177.29	896.75	994.09	790.44	C	13.72	0.00	0.156	8.47	5.64	12.60	3.78	13.72	3.78
11	167.06	16.91	194.28	1082.55	1189.62	965.60	C	16.96	0.00	0.188	8.47	5.70	12.60	3.78	16.96	3.78
12	182.25	16.75	211.11	1285.25	1402.06	1157.68	C	20.59	0.00	0.224	8.47	5.76	12.60	3.78	20.59	3.78
13	197.44	16.58	227.78	1504.71	1631.25	1366.51	C	24.65	0.00	0.264	8.47	5.83	12.60	3.78	24.65	3.78
14	212.63	16.40	244.27	1740.75	1877.02	1591.91	C	29.17	0.00	0.309	8.47	5.91	12.60	3.78	29.17	3.78
15	227.81	16.21	260.57	1993.19	2139.19	1833.72	C	34.18	0.00	0.357	8.47	6.00	12.60	3.78	34.18	3.78

Tabla 6.10: Armado de flexión dirección Y



z	Vw,Ed	scp	rl	Vrdc	Vrdc,disp	Comprobacion Armadura	$\xi$	cotg $\theta$	Asw	$A_{\sigma\omega,\mu\upsilon\upsilon}$	Asw,min	Asw,disp
m	KN	N/mm2	-	N	KN	-	m	-	cm2/m	cm2/m	cm2/m	cm2/m
0	0	0.000000	0.00	143962.83	185.09	No se requiere armadura de cortante	1.39	0.00	0.00	0.0232	2.70	2.70
1	18.26	0.033750	0.00	146075.26	187.20	No se requiere armadura de cortante	1.39	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
2	36.41	0.067500	0.00	148187.69	189.32	No se requiere armadura de cortante	1.39	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
3	54.45	0.101250	0.00	150300.12	191.43	No se requiere armadura de cortante	1.38	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
4	72.38	0.135000	0.00	152412.55	193.54	No se requiere armadura de cortante	1.38	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
5	90.19	0.168750	0.00	154524.98	195.65	No se requiere armadura de cortante	1.37	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
6	107.87	0.202500	0.00	156637.41	197.77	No se requiere armadura de cortante	1.37	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
7	125.43	0.236250	0.00	158749.84	199.88	No se requiere armadura de cortante	1.36	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
8	142.86	0.270000	0.00	160862.27	201.99	No se requiere armadura de cortante	1.35	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
9	160.14	0.303750	0.00	162974.71	204.10	No se requiere armadura de cortante	1.34	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
10	177.29	0.337500	0.00	169220.32	206.22	No se requiere armadura de cortante	1.33	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
11	194.28	0.371250	0.00	182177.12	208.33	No se requiere armadura de cortante	1.32	2.50	0.00	0.0232	2.70	2.70
12	211.11	0.405000	0.00	194925.83	210.44	Se requiere armadura de cortante	1.30	2.50	1.30	0.0232	2.70	2.70
13	227.78	0.438750	0.01	207522.92	212.55	Se requiere armadura de cortante	1.29	2.50	1.42	0.0232	2.70	2.70
14	244.27	0.472500	0.01	220020.60	220.02	Se requiere armadura de cortante	1.27	2.50	1.54	0.0232	2.70	2.70
15	260.57	0.506250	0.01	232469.82	232.47	Se requiere armadura de cortante	1.25	2.50	1.67	0.0232	2.70	2.70

Tabla 6.11:Calculo de armado de cortante dirección Y

7.3.3(3)	7.3.2					
As,metro	kc	k	Act	fct,eff	As,metro	As,disp
cm2/m	-	-	m2	Mpa	cm2	cm2/m
4.34	0.40	0.87	0.3	2.90	3.46	4.34

Tabla 6.12:Calculo de armado de piel dirección Y



nº capas	Φ capas				Armado			Beff	S. entre capas	Φ'long	20	Arm. Compresion
	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4	Φ,trans	10	mm					
4	mm	mm	mm	mm	nºramas	2	-	220	25	s min (mm)	25	
	20	20	20	16	TMA	20	mm			Area	3.14	
Area	3.14	3.14	3.14	2.01	Cnom	30	mm					
s min (mm)	25	25	25	25								
s max (mm)	300	300	300	300								

capas		nº max barras	nº min barras	barras a disponer	r. mec por capa	Area por capa	rmech	d	d'	v1	v2	Xlim
		-	-	-	mm	mm2	m	m	m	m	m	m
capas	1	5		3.00	50.00	942.48	0.109	1.391	0.05	0.75	0.75	0.858
	2	5		3.00	95.00	942.48						
	3	5		3.00	135.00	942.48						
	4	5		3.00	183.00	603.19	A'	5	2	6.28		
					Total (cm2)	34.31						
					NEC	34.18						

Arm,piel	wk	st	F,piel	Φs	Beff	nº barras,max	barras disp	Area	L,basica	L,neta	L,solape
	mm	mm	mm	Mpa	mm	-	-	cm2/m	mm	mm	mm
	0.3	150	12	280.00	882.90	6.00	6	6.79	429.41	429.41	644.12

Arm. Cortante	A,cortante	st	st,real	n.piezas
	cm2/m	m	m	-
	2.70	0.58	0.60	25

Tabla 6.13: Eleccion de condicionantes para la distribución de armado en dirección Y



altura	Armado a disponer			Decalada	Armado real,traccion					Arm. Piel	
	As	A's	A,cortante		As	As,base	As,capa2	As,capa3	As,capa4		As,total
m	cm2	cm2	cm2/m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2/m
0	cm2	cm2	cm2/m	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	4.34
1	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
2	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
3	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
4	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
5	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
6	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
7	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
8	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
9	12.60	3.78	2.70	12.60	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
10	12.60	3.78	2.70	13.72	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
11	13.72	3.78	2.70	16.96	9.42	9.42	0.00	0.00	18.85	4.34	
12	16.96	3.78	2.70	20.59	9.42	9.42	9.42	0.00	28.27	4.34	
13	20.59	3.78	2.70	24.65	9.42	9.42	9.42	0.00	28.27	4.34	
14	24.65	3.78	2.70	29.17	9.42	9.42	9.42	6.03	34.31	4.34	
15	29.17	3.78	2.70	34.18	9.42	9.42	9.42	6.03	34.31	4.34	

Tabla 6.14:Resumen de armado en dirección Y

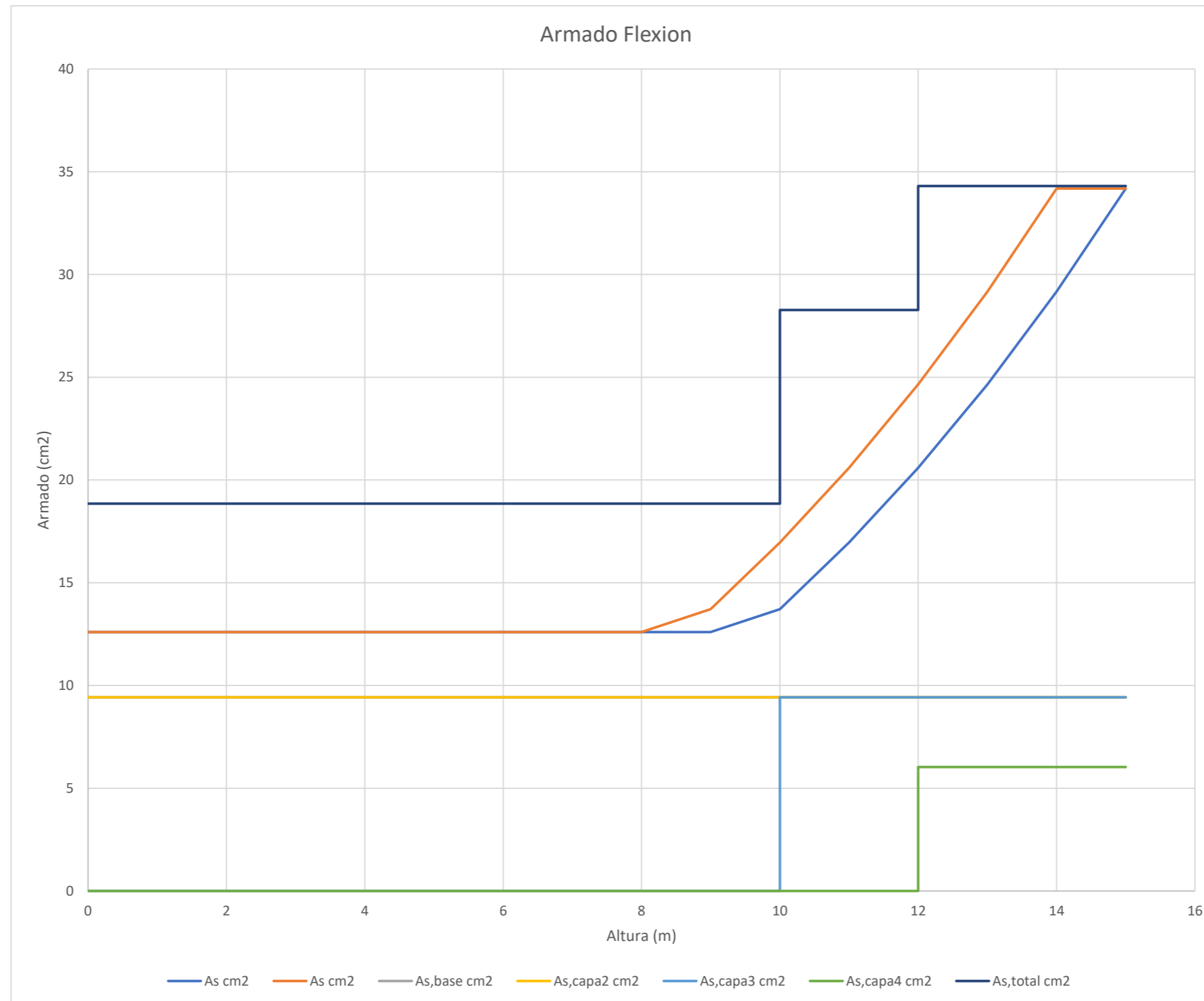


Tabla 6.15: Grafico de distribución del armado de flexión en dirección Y





	Capa 4	Capa3	Capa 2	Capa Base
Punto necesario	12	10	0	0
Armadura nec.	24.65	16.96	12.60	12.60
Armadura real	28.27	18.85	18.85	18.85
Longitud Base (m)	3	5	15	15
¿Solape necesario?	NO	NO	SI	SI
L1,base (m)	3	5	10	10
L2,base (m)	0	0	5	5
L3, base (m)	0	0	0	0
L,basica (mm)	572.55	715.69	715.69	715.69
L,rqd (mm)	499.23	643.79	478.40	478.40
L,neta (mm)	499.23	643.79	478.40	478.40
L,min (mm)	160.00	200.00	200.00	200.00
L,anclaje (mm)	499.23	643.79	478.40	478.40
L1 ,anclaje (mm)	499.23	643.79	0.00	0.00
L2 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	478.40	478.40
L3 ,anclaje (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,solape 1(mm)	0.00	0.00	1073.54	1073.54
L2,solape 2(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L3,solape 3(mm)	0.00	0.00	0.00	0.00
L1,total (m)	4.00	6.00	12.00	12.00
L2,total (m)	0.00	0.00	6.00	6.00
L3,total (m)	0.00	0.00	0.00	0.00
L,total(m)	4.00	6.00	18.00	18.00

Parametros anclaje y solape						
fctd	n1	n1	fbd	$\alpha 1$	k	$\alpha$
Mpa	-	-	Mpa	-	-	-
1.35	1	1	3.04	1	0.3	1.5

Tabla 6.16:Calculo de longitudes de anclaje y solape en dirección Y



### **6.7. VALORACIÓN ECONÓMICA**

Una vez vistos los cálculos, distribución de armado y los planos disponibles en el Anejo I, se puede pasar a hacer la valoración económica mediante un cuadro de despiece, a continuación, se muestran los cuadros de despiece para los dos tipos de pantalla, las pantallas de la dirección Y hay que multiplicarlas por dos, puesto que hay dos pantallas en esa dirección.

Como resultado final se obtiene que las pantallas en dirección X, tienen un precio de 3119.82 euros. Mientras que las pantallas en dirección Y, tienen un precio de 2468.38 euros cada una, haciendo un total para todo el sistema de rigidización de 8056.58 euros



PROYECTO:	Rigidizacion Edificios Modulares																
ELEMENTO:	Pantalla rigidizacion en direccion X																
Acero:	B500-S																
FORMA DE BARRAS																	
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo I</p> <p>A</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo III</p> <p>B A C</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo II</p> <p>B A</p> </div> </div>																	
Identificación						Dimensiones (mm)									Longitud		
Num	ID	Forma	Tipo	Diám. (mm)	Cantidad	A	B	C	D	E	F	G	H	I	Unitaria (mm)	TOTAL (m)	
1	A	—	I	20	5	12000									12000	60.000	
2	A'	└—	II	20	5	5000	1000								6000	30.000	
3	B	—	I	20	5	9000									9000	45.000	
4	C	—	I	20	5	5000									5000	25.000	
5	D	—	I	16	3	3000									3000	9.000	
6	E	┌—┐	III	10	50	1940	240	240							2420	121.000	
7	E'	└—┘	III	10	50	1940	240	240							2420	121.000	
8	F	—	I	12	24	11000									11000	264.000	
9	F'	└—	II	12	24	5000	1000								6000	144.000	
10	G	—	I	20	5	12000									12000	60.000	
11	G'	└—	II	20	5	5000	1000								6000	30.000	
12	H	—	I	20	5	9000									9000	45.000	
13	I	—	I	20	5	5000									5000	25.000	
14	J	—	I	16	3	3000									3000	9.000	
15																	
<b>CUBICACIÓN DEL ACERO</b>																	
<b>Diámetros (mm)</b>						<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	
<b>Peso unitario (kg/m)</b>						0.222	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.466	3.853	6.313	9.865	15.413	
<b>Longitud total (m)</b>								242.00	408.00		18.00	320.00					
<b>Peso total por diámetro(kg)</b>								149.20	362.23		28.41	789.17					
<b>PESO TOTAL (kg)</b>						<b>1329.01</b>											
<b>PRECIO ACERO (€/kg)</b>						<b>1.75</b>											
<b>PRECIO TOTAL ACERO (€)</b>						<b>2325.76</b>											
<b>VOLUMEN HORMIGON(m3)</b>						<b>8.82</b>											
<b>PRECIO HORMIGON (€/m3)</b>						<b>90.00</b>											
<b>PRECIO TOTAL HORMIGON(€)</b>						<b>794.05</b>											
<b>TOTAL (€)</b>						<b>3119.82</b>											
<b>CUANTIA</b>						<b>150.63</b>											

Figura 6.1:Cuadro despiece pantalla dirección X



PROYECTO:	Rigidizacion Edificios Modulares																
ELEMENTO:	Pantalla rigidizacion en direccion Y																
Acero:	B500-S																
FORMA DE BARRAS	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo I</p> <p>A</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo III</p> <p>B A C</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Tipo II</p> <p>B A</p> </div> </div>																
Identificación						Dimensiones (mm)									Longitud		
Num	ID	Forma	Tipo	Diám. (mm)	Cantidad	A	B	C	D	E	F	G	H	I	Unitaria (mm)	TOTAL (m)	
1	A		I	20	3	12000									12000	36.000	
2	A'		II	20	3	5000	1000								6000	18.000	
3	B		I	20	3	12000									12000	36.000	
4	B'		II	20	3	5000	1000								6000	18.000	
5	C		I	20	3	6000									6000	18.000	
6	D		I	20	3	4000									4000	12.000	
7	E		III	10	50	1440	240	240							1920	96.000	
8	E'		III	10	50	1440	240	240							1920	96.000	
9	F		I	12	18	11000									11000	198.000	
10	F'		II	12	18	5000	1000								6000	108.000	
11	G		I	20	3	12000									12000	36.000	
12	G'		II	20	3	5000	1000								6000	18.000	
13	H		I	20	3	12000									12000	36.000	
14	H'		II	20	3	5000	1000								6000	18.000	
15	I		I	20	3	6000									6000	18.000	
16	J		I	20	3	4000									4000	12.000	
<b>CUBICACION DEL ACERO</b>																	
<b>Diámetros (mm)</b>						<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	
<b>Peso unitario (kg/m)</b>						0.222	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.466	3.853	6.313	9.865	15.413	
<b>Longitud total (m)</b>								192.00	306.00			276.00					
<b>Peso total por diámetro(kg)</b>								118.38	271.67			680.66					
<b>PESO TOTAL (kg)</b>						<b>1070.70</b>											
<b>PRECIO ACERO (€/kg)</b>						<b>1.75</b>											
<b>PRECIO TOTAL ACERO (€)</b>						<b>1873.73</b>											
<b>VOLUMEN HORMIGON(m3)</b>						<b>6.61</b>											
<b>PRECIO HORMIGON (€/m3)</b>						<b>90.00</b>											
<b>PRECIO TOTAL HORMIGON(€)</b>						<b>594.65</b>											
<b>TOTAL (€)</b>						<b>2468.38</b>											
<b>CUANTIA</b>						<b>162.05</b>											

Figura 6.2:Cuadro despiece pantalla dirección Y



## 7. CONCLUSIONES

El presente trabajo ha sido desarrollado en la empresa IHD Modular 2030 mediante el correspondiente convenio de colaboración de prácticas en empresa. A continuación, se resumen las conclusiones que han podido obtenerse tras la realización del presente TFG:

- Me ha permitido integrarme en un equipo de trabajo multidisciplinar en el que he podido desarrollar la competencia de trabajo en equipo.
- Asimismo, me ha permitido actualizar los conocimientos adquiridos en la Escuela y aplicarlos a una novedosa metodología de trabajo como es la del Diseño para Fabricación y Ensamblaje (DfMA, por sus siglas en inglés).
- Se ha definido un método automático de cálculo de pantallas de rigidización para edificios modulares prefabricados en altura considerando el viento como principal acción horizontal.
- La automatización del proceso permite su aplicación a:
  - Diferentes configuraciones en planta del edificio.
  - Diferentes alturas de cornisa
  - Diferentes condiciones de presión de viento y de exposición.

No obstante, no se pudo hacer una automatización completa, puesto que, a la hora de calcular las longitudes totales de las barras según solapes y anclajes, presentaba una infinidad de combinaciones, según la disposición de capas y número de barras que se hubiera dispuesto, por lo que esta parte se ha hecho de forma manual, quedando pendiente la automatización completa para el futuro.

- El resultado de la metodología permite obtener las armaduras a disponer, considerando tanto las armaduras necesarias como las mínimas, así como su distribución en capas y los correspondientes anclajes y empalmes, respetando las limitaciones de separaciones entre armaduras.

Cabe destacar que la indefinición de normas en el caso particular de las pantallas me ha llevado a tener que interpretar y decidir cuales adoptaba, en especial para el cálculo de armadura mínima. Además de que, en cuanto a la disposición de armado, algo que me ha llamado la atención es el hecho de ponerlo de forma simétrica, por la acción del viento, ya que esta puede afectar a las dos caras de las pantallas.

- Se ha llevado a cabo un análisis paramétrico que ha permitido concluir que la dimensión óptima del canto de la pantalla de rigidización es de 1/10 de la altura de la pantalla. Siendo esta la conclusión más importante puesto que esta metodología puede aplicarse a cualquier función objetivo que se pretenda optimizar.



- Finalmente, se ha desarrollado un ejemplo completo de aplicación de la metodología definida



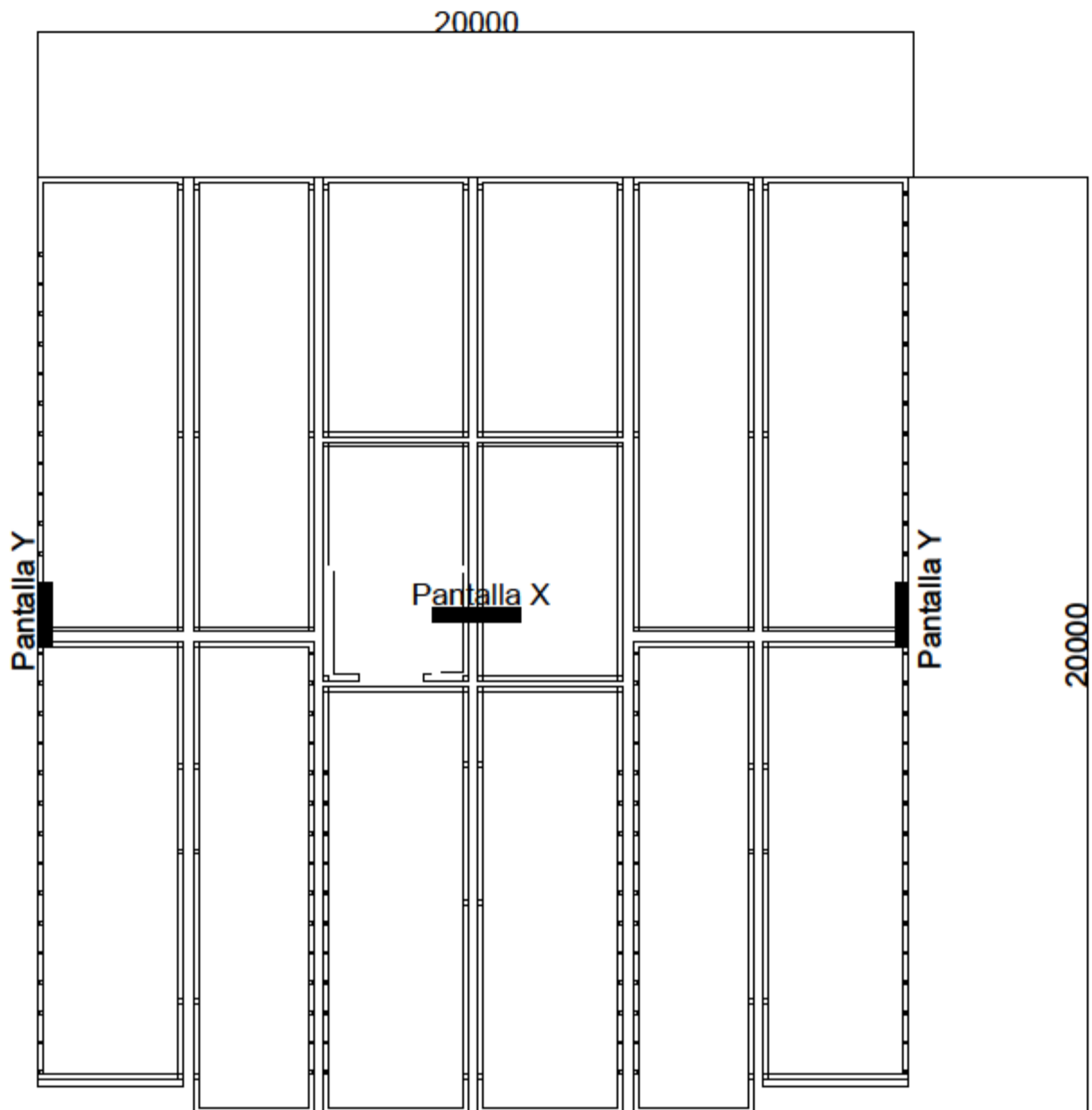
## 8. BIBLIOGRAFÍA

- (1) Pang, S. D., Liew, J. Y. R. L., Dai, Z., & Wang, Y. (2016). Prefabricated Prefinished Volumetric Construction Joining Techniques Review. *Modular and Offsite Construction (MOC) Summit Proceedings*. <https://doi.org/10.29173/mocs31>
- (2) Gitonga, V. M. (2019, diciembre). Modern Methods of Construction to Build Homes More Quickly and Efficiently: A Study of the UK Industry. *researchgate*. <https://www.researchgate.net/publication/337824912>
- (3) Structural response of modular buildings “ An overview. (2018, 1 marzo). *ScienceDirect*. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710217303650?via%3Dihub>
- (4) Ramaji, I. J., & Memari, A. M. (2013, February). Identification of structural issues in design and construction of multi-story modular buildings. In *Proceedings of the 1st residential building design and construction conference* (pp. 294-303).
- (5) Gorgolewski, M. T., Grubb, P. J., & Lawson, R. M. (2001). *Modular Construction Using Light Steel Framing: Residential Buildings (Revisado ed., Vol. 1)*. Steel Construction.
- (6) PPVC - A DfMA Game-Changing Technology for Singapore - PDF Free Download. (2019). *SIT*. <http://docplayer.net/145813370-Ppvc-a-dfma-game-changing-technology-for-singapore.html>
- (7) Calavera, J. (1997). *Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón Armado: INTEMAC; Madrid; 1997*.
- (8) AENOR; *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón; Madrid 1993*
- (9) EHE 08 versión en castellano | Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. (2022). EHE 08. <https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/mas-organos-colegiados/comision-permanente-del-hormigon/cph/instrucciones/ehe-08-version-en-castellano>
- (10) *Código Técnico de la Edificación; Seguridad Estructural. Ministerio de Transportes, Movilidad y agenda urbana, Madrid (2022)..* <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/SeguridadEstructural.html>.



# ANEJO I: PLANOS

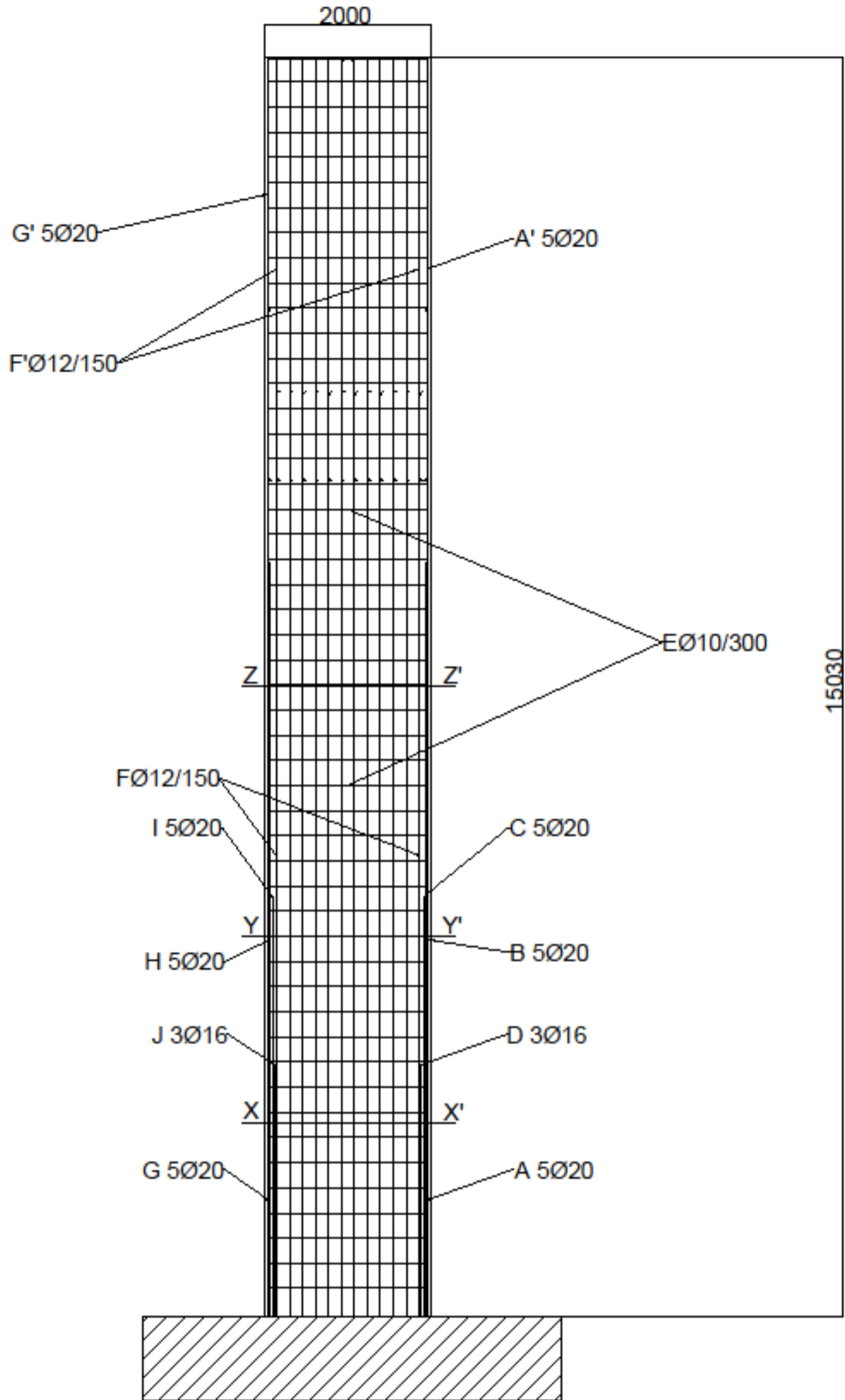




CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGON			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : PLANTA GENERAL	ESCALA : S/E	NÚMERO : 1	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022

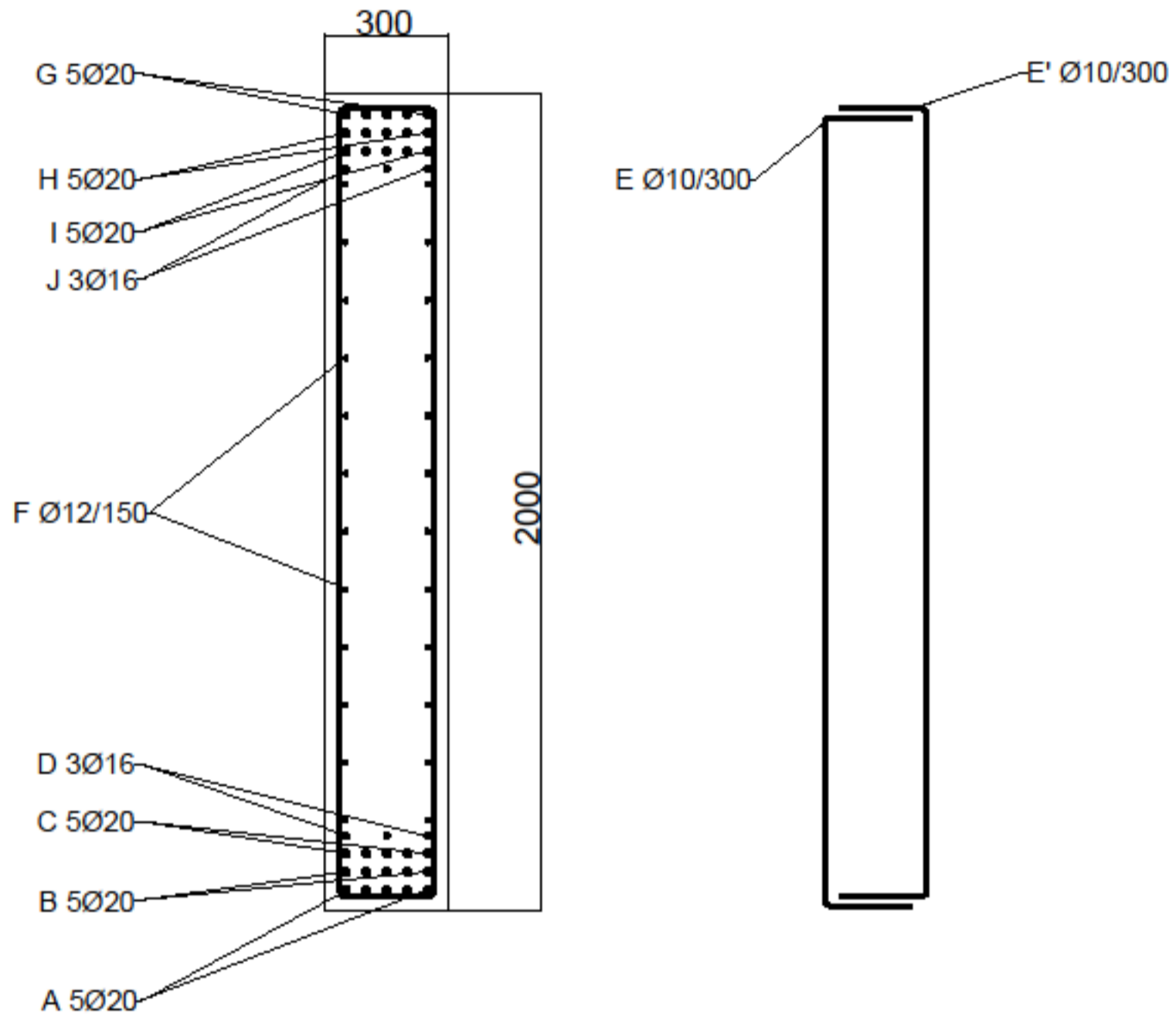


CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : PANTALLA X	ESCALA : S/E	NÚMERO : 2	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022

### SECCIÓN X-X'

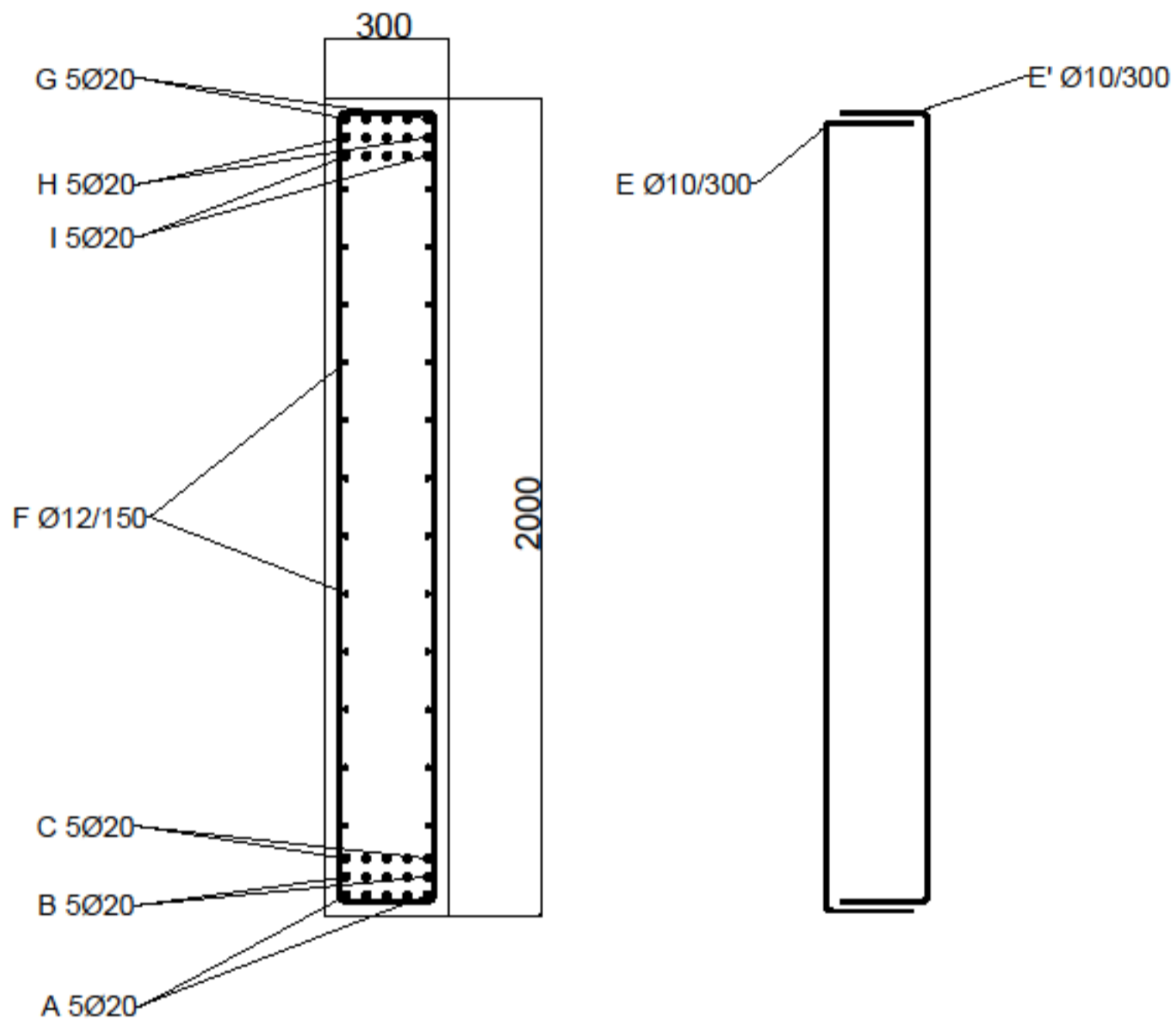


CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN X-X'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 3	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022

### SECCIÓN Y-Y'

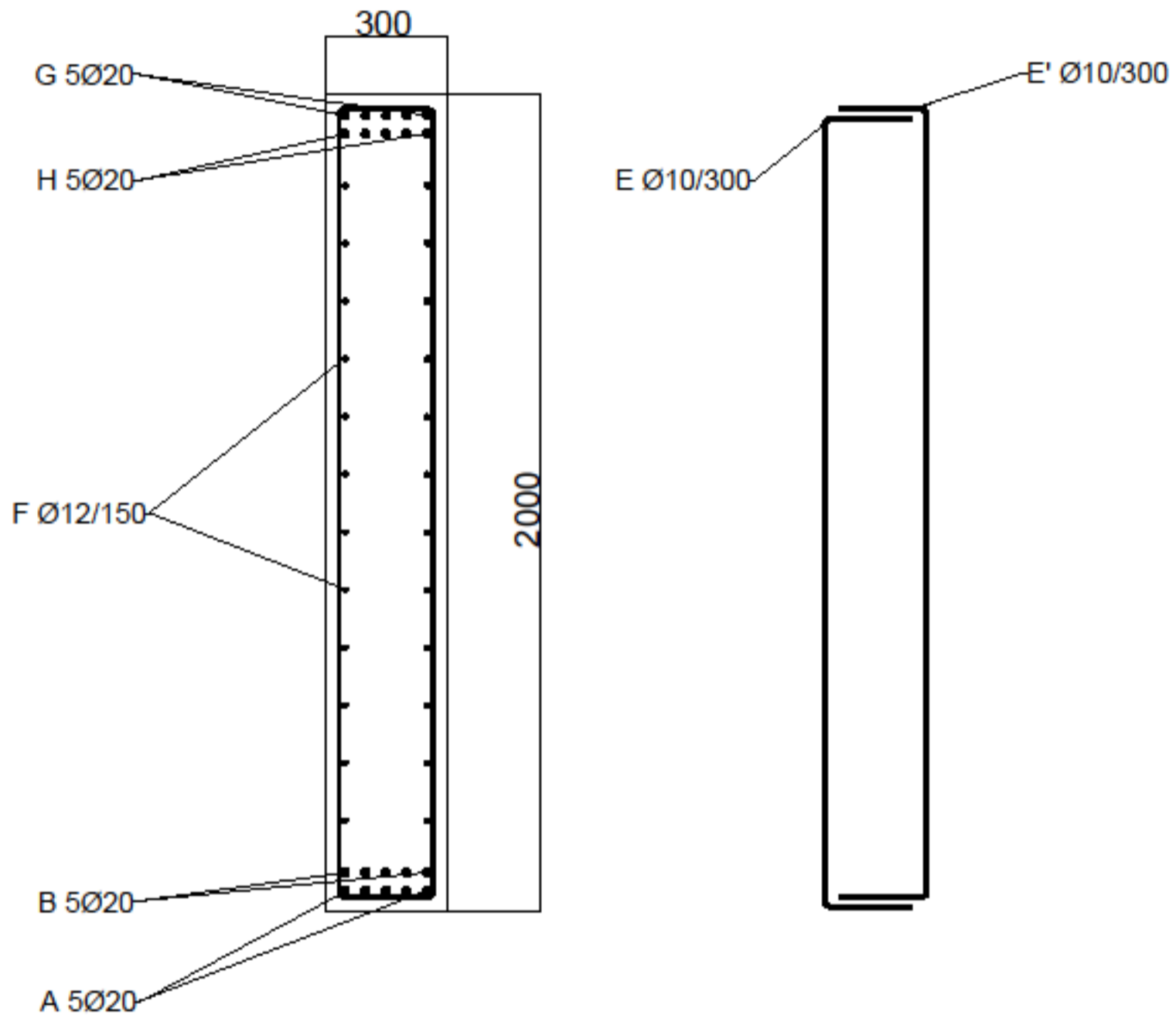


CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN Y-Y'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 4	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022

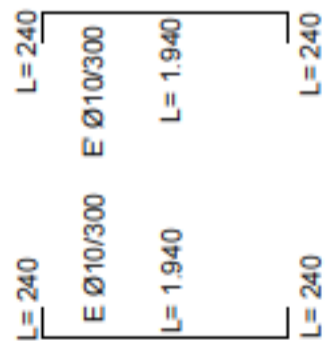
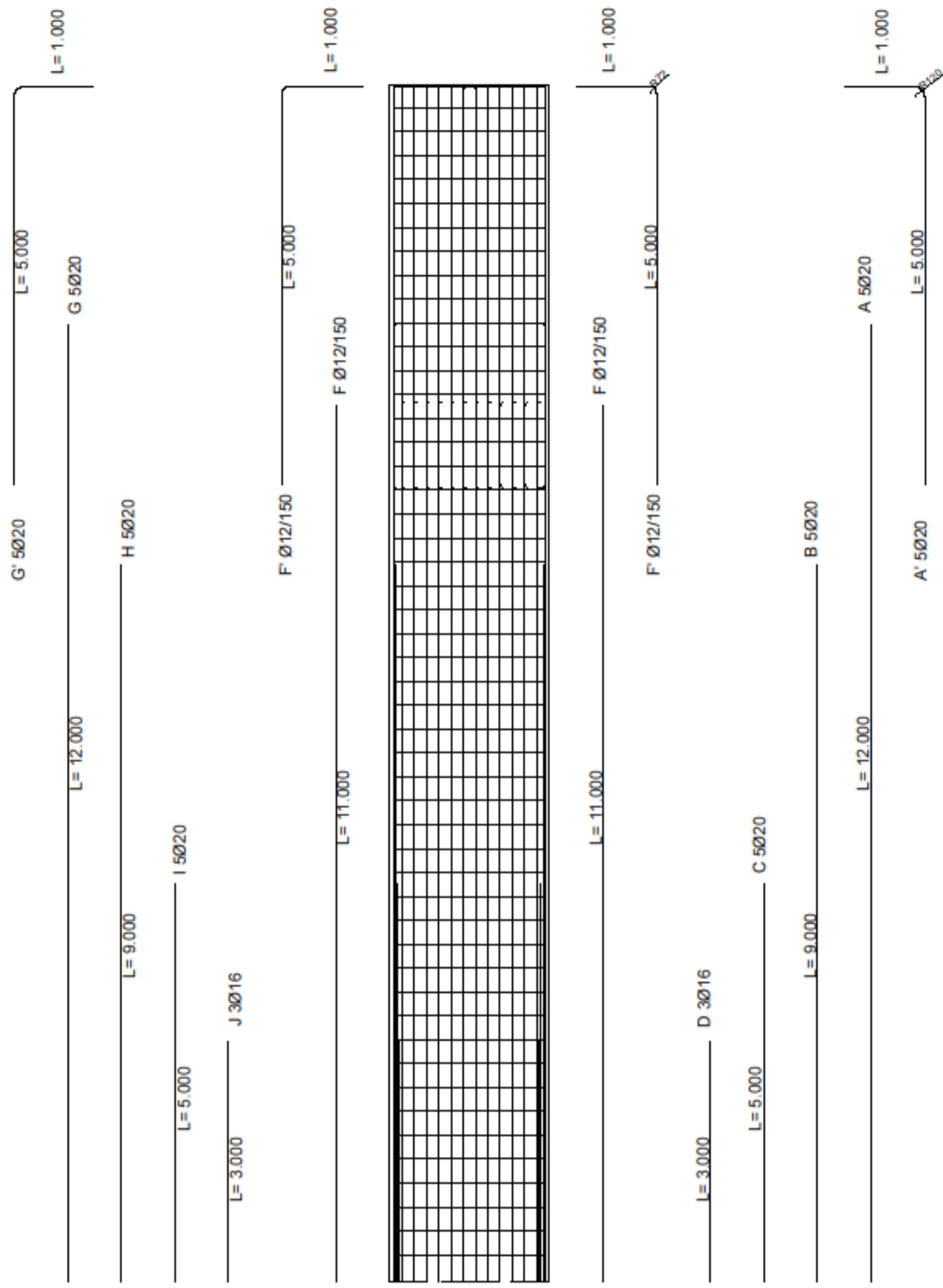
### SECCIÓN Z-Z'



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

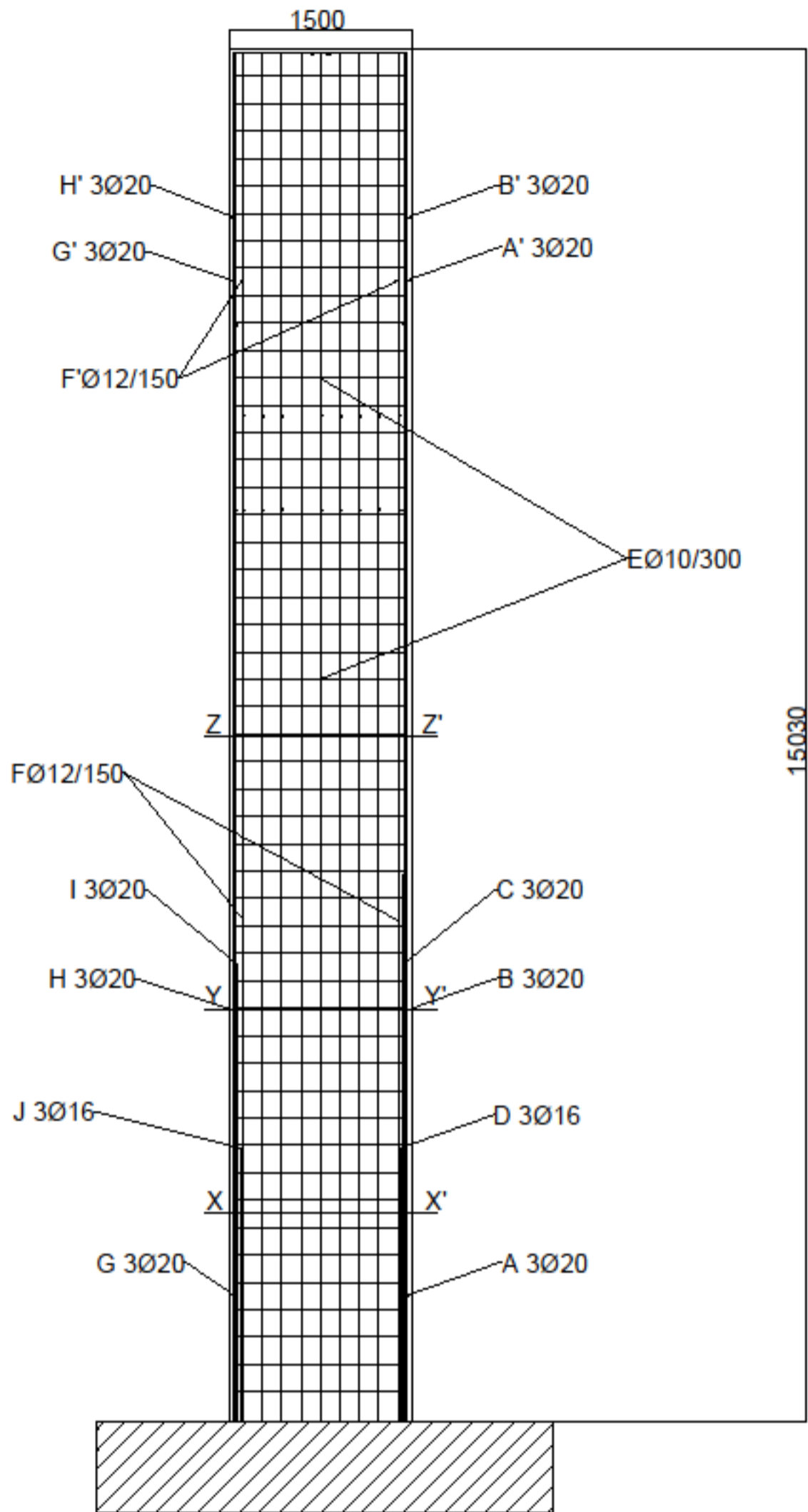
INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN Z-Z'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 5	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA		REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO		PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION	
PLANO : DESPIECE PANTALLA X		ESCALA : S/E	NÚMERO : 6	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022

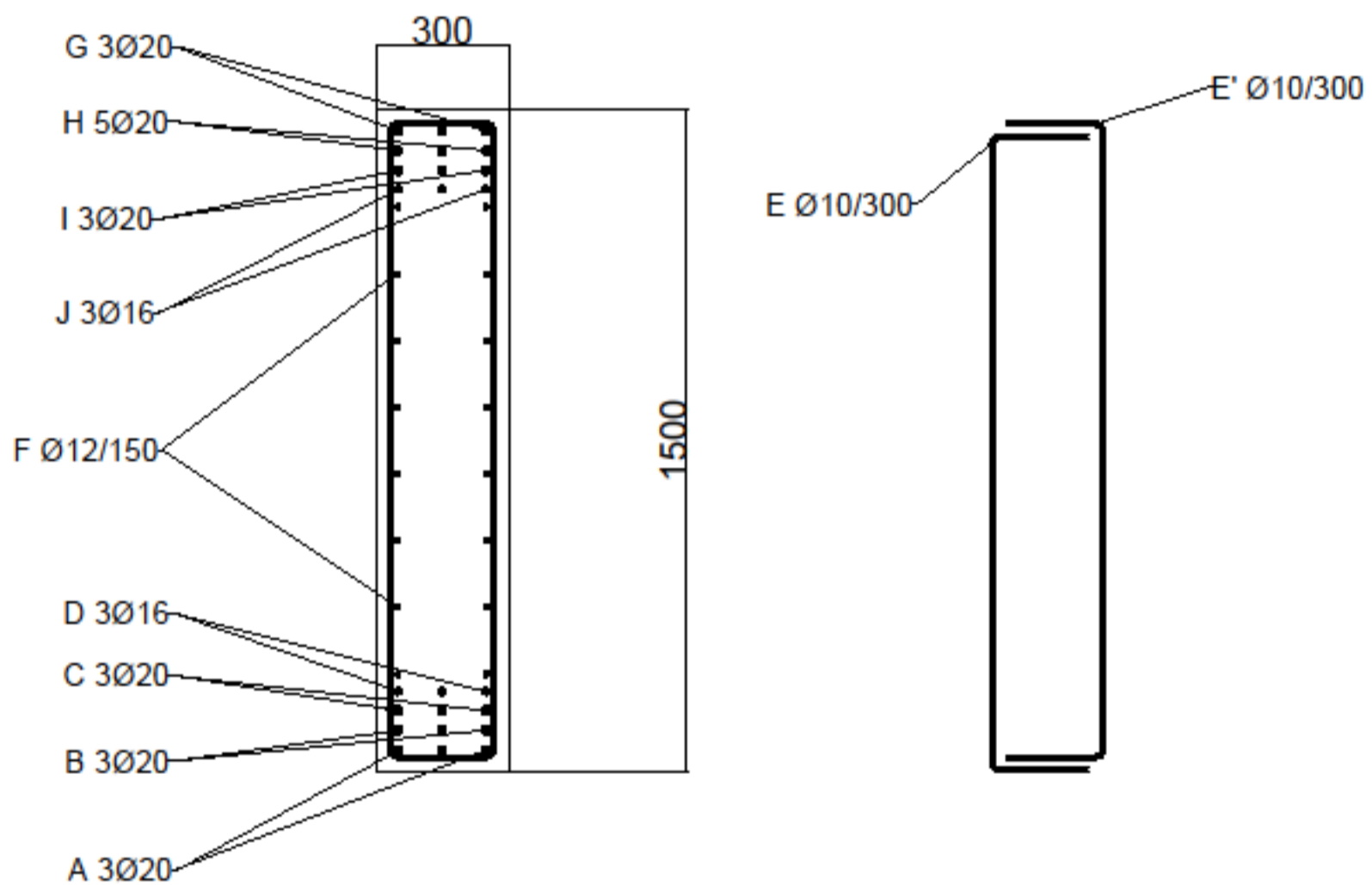


CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION	
PLANO : PANTALLA Y	ESCALA : S/E	NÚMERO : 7	FECHA : 16/08/2022
		CURSO : 2021-2022	

### SECCIÓN X-X'



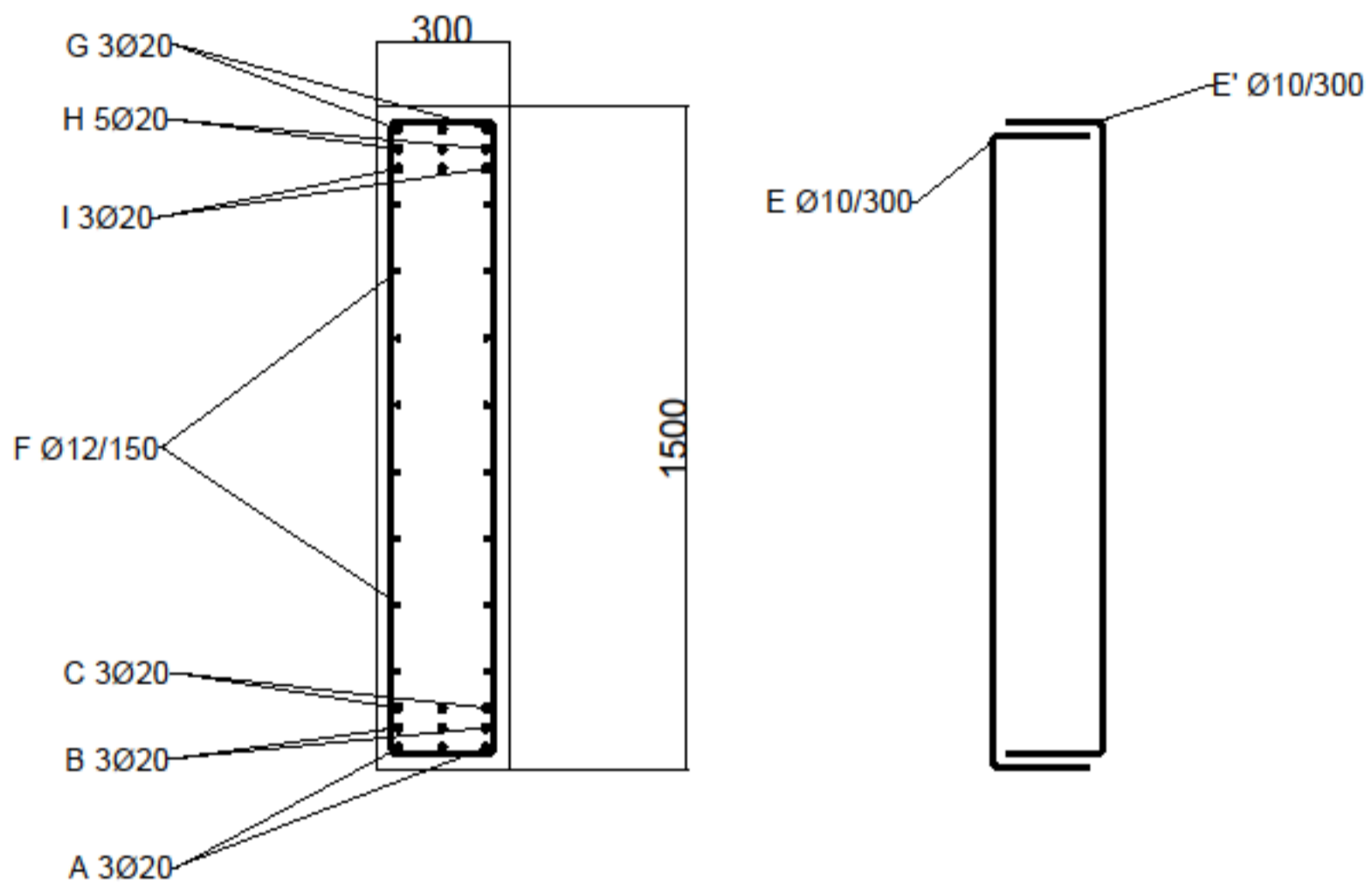
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN X-X'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 8	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022



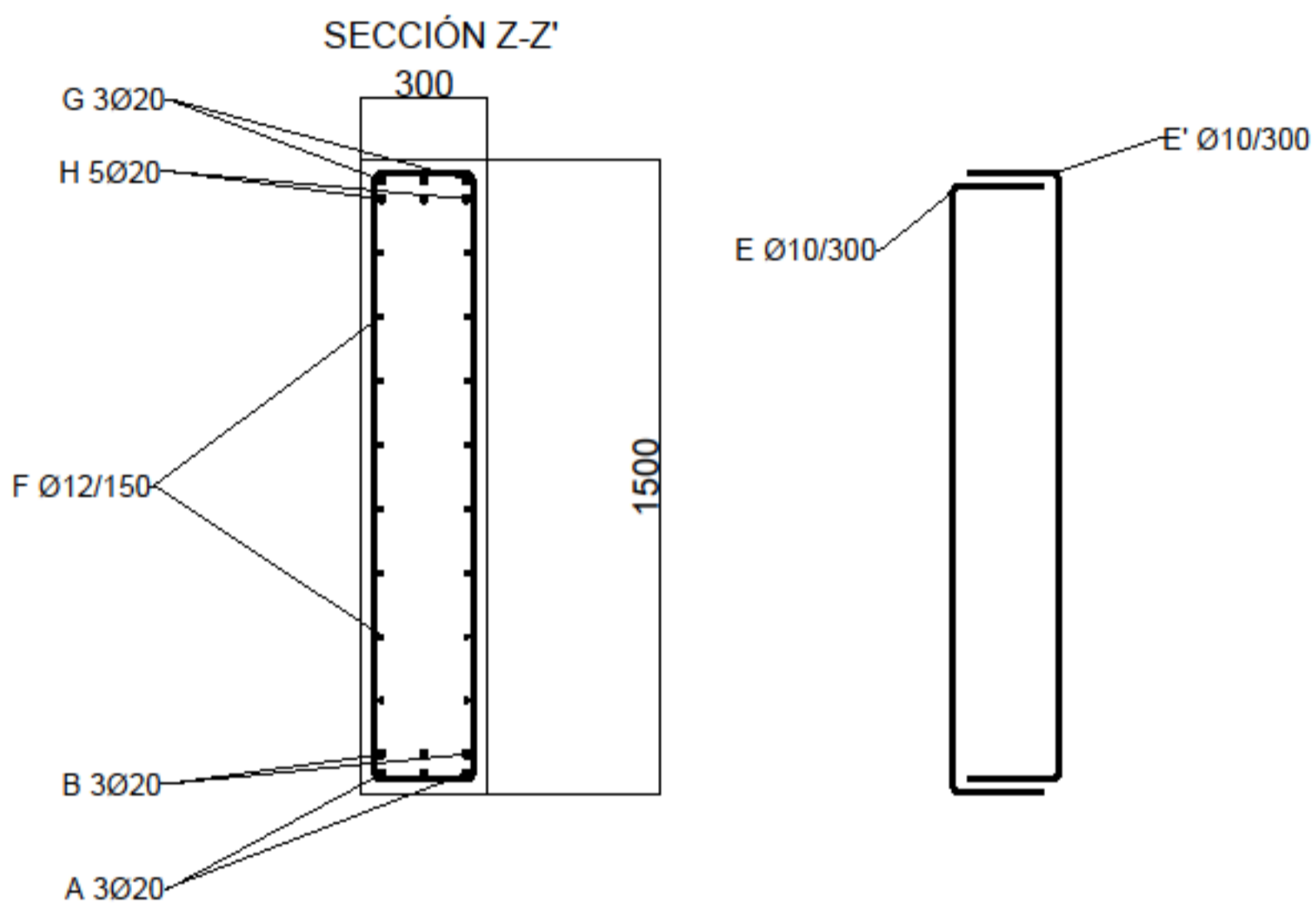
### SECCIÓN Y-Y'



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

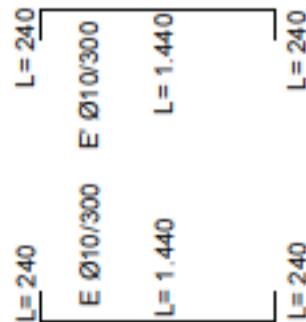
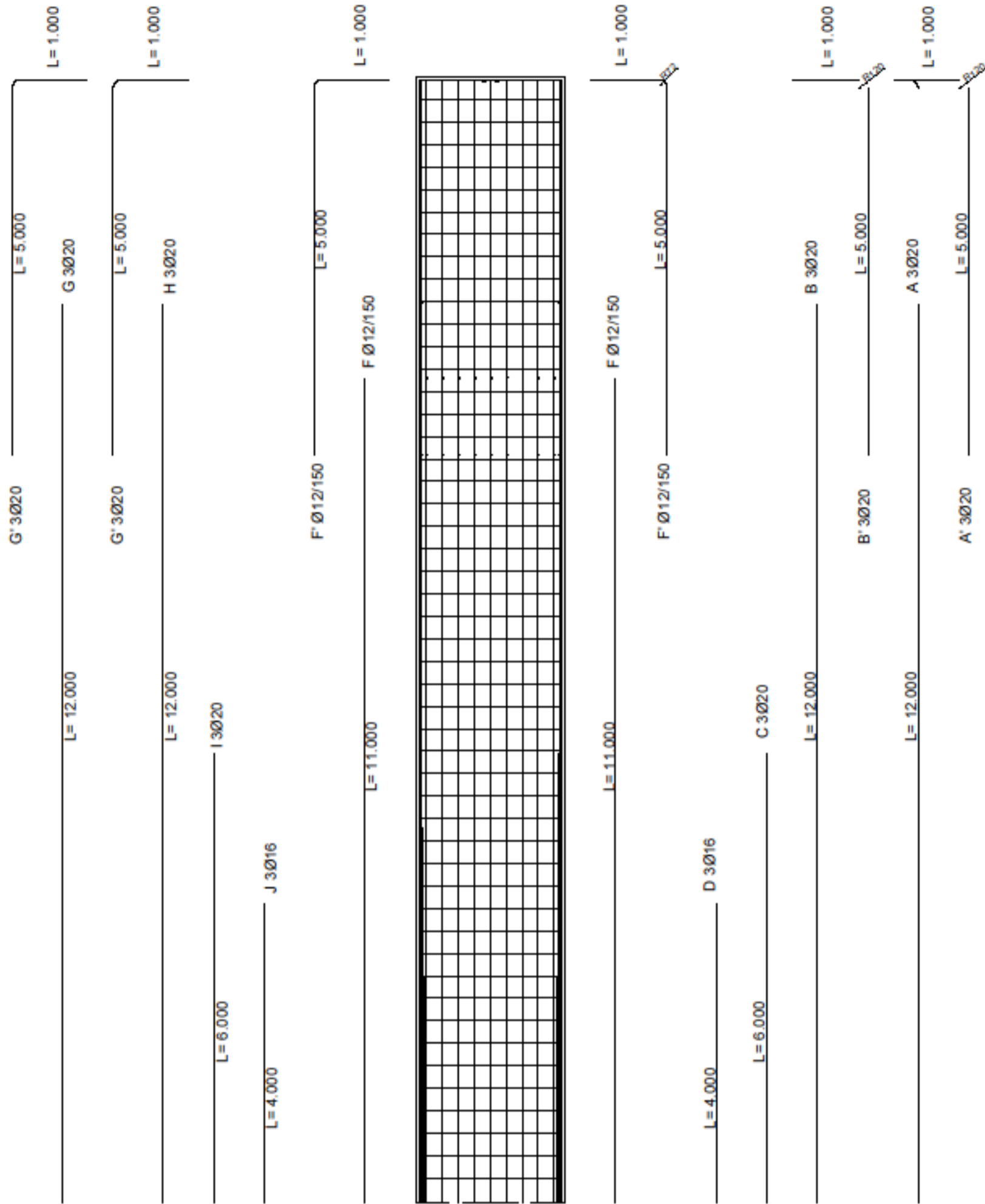
INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN Y-Y'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 9	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION		
PLANO : SECCIÓN Z-Z'	ESCALA : S/E	NÚMERO : 10	FECHA : 16/08/2022	CURSO : 2021-2022



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	HORMIGON			ACERO		
	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEF. PONDERACION	TIPO
	INTENSO	1.5	HA-30	INTENSO	1.15	B500 S
EXPOSICION/AMBIENTE	XC1					
RECUBRIMIENTOS	30 mm					

cotas en mm

INTITUCIÓN : UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	REDACTOR DEL PROYECTO : ADRIÁN PÉREZ MONTEAGUDO	PROYECTO : PANTALLAS DE RIGIDIZACION	
PLANO : DESPIECE PANTALLA Y	ESCALA : S/E	NÚMERO : 11	FECHA : 16/08/2022
		CURSO : 2021-2022	