Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ANALISIS DE VIABILIDAD DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS PARA CAJONES PORTUARIOS

TRABAJO FIN DE MASTER

Trabajo realizado por:
Pablo Nistal Iglesias

Dirigido:
Francisco Ballester Muñoz
Jokin Rico Arenal

Titulación:
Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Santander, Diciembre de 2019

Trabajo de Fin de Máster

Análisis de viabilidad de hormigón reforzado con fibras para cajones portuarios

Pablo Nistal Iglesias

Dirigido por:
Jokin Rico Arenal
Francisco Ballester Muñoz
Tutor de l'École des Ponts:
Jean-Marc Jaeger

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander

Département Génie Civil et Construction
École des Ponts ParisTech

18 de diciembre de 2019

Dedicado a mi familia por apoyarme siempre,
y a Lara por acompañarme en este viaje.

Agradecimientos

Gracias a todo el equipo de INGECID por acogerme y enseñarme todo lo que sabían, especialmente a Jokin por tenderme la mano que ha hecho esto posible y a Diego por no desesperarse y ayudarme siempre que lo necesité.

Resumen

Título del TFM: Análisis de viabilidad de hormigón reforzado con fibras para cajones portuarios

Autor: Pablo Nistal Iglesias

Director: Francisco Ballester Muñoz, Jokin Rico Arenal

Tutor de l'École des Ponts: Jean-Marc Jaeger

Convocatoria: Diciembre 2019

Palabras clave: Hormigón, Reforzado, Fibras, Cajón, Portuario, Elementos Finitos

Resumen:

El objetivo de este trabajo es analizar la viabilidad de la utilización del hormigón reforzado con fibras en la construcción de cajones portuarios. La propuesta de uso de este material viene motivada por las ventajas constructivas y económicas que supondría no necesitar armaduras pasivas en las paredes de los cajones portuarios, ya que el armado se debe de colocar manualmente y sin interrupciones durante la construcción de los mismos, en un espacio reducido y generalmente sobre una estructura flotante.

Para ello se ha comenzado con un estudio del estado del arte de los hormigones reforzados con fibras. La idea de utilizar elementos fibrosos en una matriz frágil no es una solución novedosa, pues esto se lleva haciendo de una forma u otra a lo largo de toda la historia, pero la evolución de las fibras y de los hormigones han permitido que las capacidades resistentes de los materiales resultantes sean suficientes como para utilizarlos en aplicaciones estructurales hasta hace unos años descartadas.

Hoy en día se utilizan muchos tipos de fibras distintos según las propiedades con las que se quiere dotar al hormigón, pero las fibras utilizadas en el estudio son fibras metálicas, que aportan al hormigón importantes resistencias a tracción en el régimen post-fisuración. Estas resistencias se estiman a partir de ensayos en laboratorio, y se utilizan valores de cálculo reducidos para tener en cuenta la alta variabilidad de resultados. En el estudio se aplican las recomendaciones de la Instrucción de Hormigón Estructural española y del Model Code de la Fédération Internationale du Béton.

La estructura sobre la que se plantea la utilización del hormigón reforzado con fibras es el cajón portuario, una estructura prismática de planta generalmente rectangular, fabricada en hormigón, y con aligeramientos en su interior en forma de celdas cuadradas, circulares o rectangulares. Estas estructuras tienen diversas aplicaciones en el ámbito portuario, generalmente como diques verticales o como estructuras de amarre. Los aligeramientos en su interior hacen que su densidad de conjunto sea inferior a la del agua, lo que permite su transporte por flotación una vez que están construidos.

Además, según el método constructivo seguido, los cajones pueden ser fabricados también dentro del agua. En España, este es el procedimiento más común, utilizando diques flotantes sobre los que se cuelga un encofrado deslizante, que permite el hormigonado en continuo del cajón, que se va hundiendo bajo su propio peso a medida que gana altura. Una vez que el cajón está terminado, este se saca del dique flotante por flotación y se remolca hasta su posición designada, donde es rellenado para su fondeo.

La utilización de las fibras supondría la sustitución de la colocación de armaduras durante la fase de hormigonado por el vertido de un hormigón reforzado con fibras, lo que supondría una importante diferencia de personal trabajando sobre la estructura colgada del dique flotante. Además del personal, las condiciones de fabricación y puesta del hormigón deberían de ser adaptadas a las particularidades del nuevo material, entre las que destacan la necesidad de amasados cortos y tiempos de vibrado muy específicos para evitar el enredo y la orientación en una dirección particular de las fibras.

En la construcción de cajones flotantes se suelen utilizar dos tipologías distintas: cajones con aligeramientos cuadrados y cajones con aligeramientos circulares. Las dos geometrías producen comportamientos diferentes en su interior, por lo que se ha decidido analizar ambas posibilidades para ver si alguno de los dos es más susceptible de utilizar las fibras. Una tercera geometría con aligeramientos circulares y refuerzos internos se ha analizado a raíz de los primeros resultados obtenidos.

Una vez presentado el material y la estructura objetivo se detalla el cálculo estructural que se ha llevado a cabo para verificar la viabilidad de las fibras. La metodología seguida se corresponde con la propuesta en el Manual de Diseño y Ejecución de Cajones Flotantes de Puertos del Estado, y se completa en distintos apartados con las Recomendaciones para Obras Marítimas, también de Puertos del Estado.

La estructura se calcula para varias combinaciones de carga en Estado Límite Último, en las que se tienen en cuenta las acciones permanentes (peso propio, empuje del agua, cargas muertas y presiones del material de relleno), variables (cargas de explotación, acciones climáticas) y extraordinarias (sismo, oleaje extraordinario) en distintas fases de la vida útil del cajón, desde la flotación hasta el

servicio, pasando por la operación de fondeo y de relleno.

El cálculo se lleva a cabo mediante el software de elementos finitos ANSYS. Este trabajo presta una atención especial al modelo y a las condiciones utilizadas en el cálculo de elementos finitos, ya que el software utilizado modela sólidos y no elementos estructurales como otros programas específicos de cálculo estructural. Es por ello que se detalla el proceso de discretización de los sólidos y la calidad del mallado, y se verifica con modelos teóricos que los resultados obtenidos sean coherentes. Igualmente se comprueba la influencia del mallado en los resultados para decidir el tamaño de elementos que se adecua al modelo.

Los resultados más críticos para la viabilidad del cajón son los estados tensionales de flexión compuesta en la dirección horizontal en las paredes interiores y exteriores del cajón. Para su verificación, los pares de tensión axial y momento flector se representan sobre los diagramas de interacción de las secciones resistentes y se determina si están dentro o fuera del límite de resistencia. Los primeros resultados indican que las tracciones en las paredes interiores y exteriores del cajón son demasiado altas como para ser resistidas utilizando solamente las fibras.

La última parte de este trabajo consiste en el análisis de soluciones posibles a los resultados encontrados. Para ello se realizan varias propuestas, como el aumento de resistencia de diseño del material o el incremento de la sección resistente, y se investiga la posibilidad de reducir las cargas de diseño más críticas. Esta última propuesta es la más estudiada en detalle, ya que se ha llegado a la conclusión de que la carga más desfavorable es la presión del relleno interior del cajón. Para reducir esta carga, se plantea la posibilidad de eliminar una parte del relleno interior, lo suficiente como para que las paredes del cajón sean capaces de soportar las cargas de diseño, pero manteniendo una cantidad de relleno mínima para garantizar la estabilidad del cajón en su vida útil.

Las conclusiones del estudio son: es posible, bajo ciertas condiciones de geometría y nivel del mar, la utilización del hormigón reforzado con fibras para cajones portuarios, siempre y cuando se asegure la estanqueidad interior del cajón o se consiga una circulación de agua entre el interior y el exterior del cajón; con modificaciones geométricas importantes se puede llegar a obtener un cajón capaz de soportar las cargas de diseño originales, pero implica importantes incrementos de volumen de material y la necesidad de utilizar encofrados diferentes a los utilizados tradicionalmente; por último, la normativa aplicada exige altos coeficientes de seguridad, por lo que un mayor estudio de las posibilidades del material es recomendable, de forma que se puedan exprimir más sus capacidades estructurales.

Abstract

Title: Feasibility analysis of fibre-reinforced concrete for port caissons
Author: Pablo Nistal Iglesias
Director: Francisco Ballester Muñoz, Jokin Rico Arenal
École des Ponts Tutor: Jean-Marc Jaeger
Call: December 2019
Key Words: Concrete, Reinforced, Fibre, Port, Caisson, Finite Elements
Abstract:

The aim of this work is to analyse the feasibility of using fibre-reinforced concrete in the construction of port caissons. The proposal for the use of this material is motivated by the constructive and economic advantages of not needing passive reinforcement in the walls of the port caissons, since the reinforcement must be placed manually and without interruptions during their construction, in a reduced space and generally on a floating structure.

To this end, a study of the state of the art of fibre-reinforced concrete has been done. The idea of using fibrous elements in a fragile matrix is not a novel solution, as this has been done in one way or another throughout history, but the evolution of the fibres and concretes have allowed the strength of the resulting materials to be sufficient to use them in structural applications until a few years ago discarded.

Nowadays, many different types of fibres are used depending on the properties with which the concrete is to be provided, but the fibres used in the study are steel fibres, which provide the concrete with important tensile strengths in the post-cracking regime. These resistances are estimated from laboratory tests, and reduced calculation values are used to take into account the high variability of results. In the study, the recommendations of the Spanish Structural Concrete Instruction and the Model Code of the Fédération Internationale du Béton are applied.

The structure on which the use of fibre-reinforced concrete is proposed is the port caisson, a prismatic structure with a generally rectangular floor plan, made of concrete, and with lightening inside in the form of square, circular or rectangular cells. These structures have diverse applications in the port environment, generally as vertical dikes or as mooring structures. The lightening inside makes their

overall density lower than that of the water, which allows them to be transported by flotation once they have been built.

In addition, according to the construction method followed, the caissons can also be manufactured inside the water. In Spain, this is the most common procedure, using floating docks on which a slipform is hung, allowing continuous concreting of the caisson, which sinks under its own weight as it gains height. Once the caisson is finished, it is removed from the floating dock by flotation and towed to its designated position, where it is filled for anchoring.

The use of the fibres would mean replacing the placing of reinforcement bars during the concreting phase with the pouring of a concrete reinforced with fibres, which would mean a significant difference in personnel working on the structure hanging from the floating dock. In addition to the personnel, the conditions for manufacturing and placing the concrete should be adapted to the particularities of the new material, including the need for short kneading and very specific vibrating times to avoid entanglement and orientation in a particular direction of the fibres.

In the construction of floating caissons, two different types are usually used: caissons with square lightening and caissons with circular lightening. The two geometries produce different behaviours inside, so it has been decided to analyse both possibilities to see if either of them is more susceptible to using the fibres. A third geometry with circular lightening and internal reinforcements has been analysed as a result of the first results obtained.

Once the material and the target structure have been presented, the structural calculation carried out to verify the viability of the fibres is detailed. The methodology followed corresponds to the proposal in the Manual of Design and Execution of Floating Caissons of Puertos del Estado, and is completed in different sections with the Recommendations for Maritime Works, also of Puertos del Estado.

The structure is calculated for several load combinations in the Ultimate Limit State, which take into account the permanent actions (self weight, water pressure, dead loads and pressures of the filling material), variable actions (operating loads, climatic actions) and extraordinary actions (earthquake, extraordinary waves) in different phases of the desing life of the caisson, from flotation to service, including the anchoring and filling operation.

The calculation is carried out using the finite element software ANSYS. This work pays special attention to the model and the conditions used in the calculation of finite elements, since the software used models solids and not structural elements as other specific structural calculation programs. It is for this reason that the process of discretization of the solids and the quality of the mesh is detailed, and it is verified with theoretical models that the results obtained are coherent. The influence of the mesh on the results is also checked in order to decide on the size of the elements that best adapt to the model.

The most critical results for the viability of the caisson are the tensile states

of composite bending in the horizontal direction in the interior and exterior walls of the caisson. For verification, the axial forces and bending moment pairs are represented on the interaction diagrams of the resistant sections and it is determined whether they are within or outside the resistance limit. The first results indicate that the tractions in the interior and exterior walls of the caisson are too high to be resisted using only the fibers.

The last part of this work consists in the analysis of possible solutions to the found results. Several proposals are made, such as increasing the design strength of the material or increasing the resisting cross-section, and the possibility of reducing the most critical design loads is investigated. This last proposal is the most studied in detail, since it has been concluded that the most unfavourable load is the pressure of the filling inside the caisson. In order to reduce this load, the possibility of eliminating a part of the internal filling is considered, enough so that the walls of the caisson are capable of supporting the design loads, but maintaining a minimum amount of filling to guarantee the stability of the caisson in its design life.

The conclusions of the study are: it is possible, under certain conditions of geometry and sea level, to use fibre-reinforced concrete for port caissons, as long as the internal watertightness of the caisson is ensured or a circulation of water between the inside and outside of the caisson is achieved; with important geometrical modifications, it is possible to obtain a caisson capable of supporting the original design loads, but this implies significant increases in the volume of the material and the need to use forms different from those traditionally used; finally, the regulations applied require high safety coefficients, so a greater study of the possibilities of the material is recommended, so that its structural capacities can be squeezed out more.

Índice general

Índice de figuras **XV**

Índice de tablas **XXI**

1. Introducción **1**
1.1. Motivación 1
1.2. Objetivos 2

2. Hormigón reforzado con fibras **3**
2.1. Definición 3
2.2. Antecedentes 4
2.3. Tipos de fibras 5
2.3.1. Fibras poliméricas 8
2.3.2. Fibras de vidrio 8
2.3.3. Fibras de acero 9
2.4. Fibras seleccionadas 10
2.5. Normativa aplicable 11
2.5.1. EHE-08 11
2.5.2. Model Code 12
2.6. Diagrama tensión-deformación 12
2.6.1. Diagrama rectangular 13
2.6.2. Diagrama multilineal 13
2.6.3. Aplicación a fibras seleccionadas 18
2.7. Resistencia a esfuerzo cortante 19
2.8. Características del hormigón a corto plazo 20
2.9. Diagrama de interacción 22

3. Cajones portuarios **27**
3.1. Definición 27
3.2. Proceso constructivo 28
3.2.1. Clásico 29

3.2.2. Modificación para utilización de fibras 33
3.3. Metodología de cálculo 33
3.3.1. Acciones permanentes (G) 34
3.3.2. Acciones variables (Q) 37
3.3.3. Acciones climáticas 37
3.3.4. Acciones extraordinarias (A) 39

4. Análisis estructural **41**
4.1. Condiciones de diseño 42
4.1.1. Localización 42
4.1.2. Geometría 42
4.1.3. Nivel del mar 51
4.1.4. Oleaje 52
4.1.5. Estabilidad en flotación 53
4.1.6. Casos de carga 55
4.2. Modelización en elementos finitos 64
4.2.1. Malla 64
4.2.2. Validación del modelo 69
4.2.3. Condiciones de contorno 74
4.2.4. Paso de tensiones a axil y momento 77
4.3. Resultados 78
4.3.1. Cajón con aligeramientos cuadrados 79
4.3.2. Cajón con aligeramientos circulares 82
4.3.3. Cajón con aligeramientos circulares reforzado 84
4.3.4. Comparación de comportamientos 86

5. Análisis de viabilidad **91**
5.1. Aumento de la capacidad resistente de las secciones 91
5.1.1. Incremento de la sección resistente 91
5.1.2. Incremento de la resistencia de cálculo 93
5.2. Reducción de las solicitaciones 94
5.2.1. Reducción del nivel del relleno 94
5.2.2. Filtrado del agua hacia el interior 97
5.2.3. Verificación de la estabilidad 100

6. Conclusiones **103**

Bibliografía **104**

Índice de figuras

2.1. El adobe utilizado en la construcción tradicional introduce un refuerzo de fibras de paja en una matriz de arcilla y arena. Fuente: Paipaitao 4
2.2. La primera utilización de fibras metálicas como refuerzo registrada corresponde a la patente presentada por G. M. Graham en 1907 y aceptada en 1911. [1] 6
2.3. A pesar de que las fibras son elementos discretos, aportan una continuidad, de forma que cuando se fisura no se produce una rotura frágil. [2] 7
2.4. Ejemplo de fibras poliméricas en matriz de hormigón utilizadas en aplicaciones estructurales. Fuente: Smart Engineering Barcelona 8
2.5. Fibras de vidrio utilizadas en matrices de hormigón. Fuente: Unifort 9
2.6. Fibras de acero tipo 3D de Dramix. Utilizan ondulaciones en los extremos para mejorar el anclaje en la matriz de hormigón. Fuente: Dramix 10
2.7. Comparativa de resistencias residuales características de tracción por flexión de las fibras seleccionadas para el estudio. 11
2.8. Diferentes respuestas de estructuras en HRF con comportamientos de ablandamiento o endurecimiento. [3] 13
2.9. Diagrama tensión-deformación rectangular propuesto por la EHE. [4] 14
2.10. Diagrama tensión-deformación multilineal propuesto por la EHE. [4] 15
2.11. Leyes constitutivas post-fisuración del hormigón simplificadas propuestas en el Model Code. [3] 16
2.12. Diagramas tensión-deformación para las fibras seleccionadas. . . . 19
2.13. Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de una sección de 250 milímetros de espesor con varios hormigones (izquierda) y detalle de la zona de tracción. 24

2.14. Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de un hormigón tipo 1 para varias secciones (izquierda) y detalle de la zona de tracción. 24
2.15. Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de un hormigón tipo 1 y 3 para una sección de 250 milímetros a corto y a largo plazo (izquierda) y detalle de la zona de tracción. 25

3.1. Los cajones son remolcados en flotación para facilitar su puesta en obra. Fuente: IH Cantabria 28
3.2. Partes de un cajón portuario de hormigón. 29
3.3. Secuencia del proceso constructivo con un dique flotante. [5] . . . 30
3.4. El cajón construido se amarra junto a la zona de fabricación o en una zona de almacenamiento hasta su transporte definitivo. [6] . . 31
3.5. Remolcado del cajón a su emplazamiento final. [5] 31
3.6. Amarre y fondeo del cajón en su posición definitiva. [5] 32
3.7. Acciones del oleaje según el modelo de Sainflou. [7] y [8] 38
3.8. Mapa de peligrosidad sísmica de la norma sismorresistente NCSE-02. [9] 40

4.1. Ejemplo de terminal de descarga de crudo, en el puerto de Zhoushan en Zhejiang, China. Fuente: REUTERS 42
4.2. Localización del puerto exterior de A Coruña en punta Langosteria. 43
4.3. Imagen aérea del puerto exterior de A Coruña en construcción. . . 43
4.4. Alzado del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros. 45
4.5. Perfil del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros. 45
4.6. Planta del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros. 47
4.7. Alzado del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros. 47
4.8. Perfil del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros. 48
4.9. Planta del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros. 48
4.10. Planta del cajón con aligeramientos circulares reforzado. 49
4.11. Niveles del mar considerados sobre la geometría del cajón 52
4.12. Régimen extremal de altura de ola significante para la zona II de la costa española según [10] 53
4.13. Esquema de puntos geométricos y fuerzas actuantes en el cálculo de estabilidad. [11] 54

4.14. Combinación de cargas en Flotación - ELU 1, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 57
4.15. Combinación de cargas en Fondeo - ELU 2, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 58
4.16. Combinación de cargas en Relleno - ELU 3, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 59
4.17. Combinación de cargas en Oleaje en Seno - ELU 5, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 61
4.18. Combinación de cargas en Oleaje en Seno - ELU 5, ejemplo de cargas en cajón con aligeramientos cuadrados. 62
4.19. Combinación de cargas en Oleaje en Cresta - ELU 6, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 63
4.20. División de la geometría en sólidos. Ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 65
4.21. Detalle de la malla de elementos finitos en las paredes interiores. Ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados. 65
4.22. Distribución de elementos finitos en la malla en función del tipo de elemento y oblicuidad (skewness). Cajón con aligeramientos cuadrados. 66
4.23. Distribución de elementos finitos en la malla en función del tipo de elemento y oblicuidad (skewness). Cajón con aligeramientos circulares. 67
4.24. Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Cajón con aligeramientos cuadrados. 68
4.25. Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Cajón con aligeramientos circulares. 68
4.26. Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Detalle en zona de conflicto del cajón con aligeramientos circulares. 69
4.27. Localización de la pared en la que se realiza el análisis de validación. Cajón con aligeramientos cuadrados. 70
4.28. Resultados de tensiones en la dirección vertical para el caso de carga de Fondeo. 71
4.29. Resultados de tensiones en la dirección vertical para el caso de carga de Oleaje en Seno. 71
4.30. Resultados de tensiones en la dirección horizontal para el caso de carga de Fondeo 71
4.31. Diferentes modelos utilizados para el análisis de influencia de la malla. De izquierda a derecha, modelos 1-6. 73
4.32. Aplicación de la presión del agua en el exterior del cajón. Caso de carga paso del seno, cajón con aligeramientos cuadrados. 75

4.33. Aplicación de la presión interior horizontal a cada celda según su tipo. Caso de carga en servicio con cajón completamente lleno. . . 75
4.34. Aplicación de las presiones de equilibrio en las superficies inferiores de la solera correspondientes a las celdas interiores. Caso de carga en servicio con cajón de aligeramientos circulares reforzado. 76
4.35. Nodos utilizados para condiciones de equilibrio. Nodos A y B son nodos fijos. Nodos C y D son simétricos para deformaciones verticales. 76
4.36. Estado tensional como suma de axial y momento flector. 78
4.37. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos cuadrados. . 80
4.38. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos cuadrados. . 80
4.39. Deformaciones (amplificadas para visualización) del cajón en el caso de carga ELU5 con presiones exteriores bajas debidas al paso del seno del oleaje. 82
4.40. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos circulares. . 83
4.41. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos circulares. . 83
4.42. Tensiones equivalentes utilizando el criterio de Von Misses de una esquina del cajón con aligeramientos circulares. Estado de carga de paso del seno del oleaje. 85
4.43. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos circulares reforzado. 85
4.44. Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos circulares reforzado. 87
4.45. Tensiones equivalentes utilizando el criterio de Von Misses de una esquina del cajón con aligeramientos circulares reforzado. Estado de carga de paso del seno del oleaje. 87
4.46. Comparación de deformaciones de las tres geometrías en el caso más desfavorable de paredes comprimidas. Código de color: deformaciones en la dirección del eje mayor. 88
4.47. Comparación de deformaciones de las tres geometrías en el caso más desfavorable de paredes traccionadas. Código de color: deformaciones en la dirección del eje mayor. 88

5.1. Caso de carga crítico con reducción de 6 metros de altura del relleno. 95

5.2. Resultados de momento flector-esfuerzo axial para distintos casos de nivel de relleno interior del cajón de celdas cuadradas. Paredes interiores. 96
5.3. Resultados de momento flector-esfuerzo axial para distintos casos de nivel de relleno interior del cajón de celdas cuadradas. Paredes exteriores. 96
5.4. Posible nuevo caso crítico de carga con reducción de 6 metros de altura del relleno. 97
5.5. Resultados de momento flector-esfuerzo axial para los dos casos de nivel del mar extremos y sendos momentos críticos del oleaje. Paredes interiores. 98
5.6. Resultados de momento flector-esfuerzo axial para los dos casos de nivel del mar extremos y sendos momentos críticos del oleaje. Paredes exteriores. 98
5.7. Posible nuevo caso crítico de carga con reducción de 6 metros de altura del relleno y filtrado de agua hacia el interior. 99
5.8. Resultados de momento flector-esfuerzo axial para el caso de nivel del agua a la misma cota que el relleno y 1 metro por encima. Paredes interiores (izquierda) y exteriores (derecha). 100

Índice de tablas

2.1. Resumen de algunas de las propiedades mecánicas de las fibras más utilizadas en el hormigón reforzado. [12] 7
2.2. Resumen de los valores de las fibras seleccionadas para determinación de diagrama multilineal. 19

4.1. Comparativa de áreas (en m^2) y volúmenes (en m^3). 50
4.2. Comparativa de densidades (en kg/m^3) y peso total de fibras (en toneladas). 50
4.3. Calado mínimo de cada tipología para mantenerse en flotación con estabilidad mínima 51
4.4. Alturas de ola de diseño para distintos periodos de retorno 54
4.5. Valores de cálculo para la estabilidad de flotación. 55
4.6. Coeficientes parciales de seguridad de acciones en Estado Límite Último. [5] 56
4.7. Coeficientes parciales de la combinación ELU 1. [5] 56
4.8. Coeficientes parciales de la combinación ELU 2. [5] 58
4.9. Coeficientes parciales de la combinación ELU 3. [5] 59
4.10. Coeficientes parciales de la combinación ELU 5. [5] 60
4.11. Coeficientes parciales de la combinación ELU 6. [5] 63
4.12. Descripción de la malla utilizada en los modelos de influencia de la malla y resultados obtenidos. 73

5.1. Espesores de paredes interiores mínimos en milímetros para resistir los esfuerzos de tracción pura. 92
5.2. Incremento de volumen de hormigón (en m^3) necesario para acomodar las nuevas secciones. Entre paréntesis el porcentaje de incremento respecto al volumen de hormigón original. 93
5.3. Coeficientes de combinación para el análisis de estabilidad al deslizamiento 101
5.4. Coeficientes de seguridad resultantes del análisis de estabilidad al deslizamiento 101

5.5. Coeficientes de seguridad resultantes del análisis de estabilidad a flotación. 102

Capítulo 1

Introducción

Los materiales utilizados en la construcción han ido cambiando a lo largo de la historia, y cada vez que se han introducido mejoras de sus propiedades, nuevas aplicaciones han surgido para aprovecharlas y nuevos límites han sido alcanzados. Aunque no se trata de un material nuevo, en los últimos años se han conseguido importantes avances en el hormigón reforzado con fibras, con la utilización de nuevas geometrías y materiales para las fibras, y nuevas composiciones de hormigón. Estas innovaciones han permitido lograr mejores capacidades estructurales que han abierto un nuevo abanico de posibilidades para este material.

Este trabajo pretende explorar una de esas posibilidades, la aplicación del hormigón reforzado con fibras a los cajones portuarios.

1.1. Motivación

Las obras portuarias han cobrado una mayor importancia en los últimos años dentro del panorama de la ingeniería civil. La creciente necesidad de protección costera suscitada por las previsiones de elevación del nivel del mar y el desarrollo de nuevas áreas e instalaciones portuarias han fomentado la utilización de cajones de hormigón: una solución clásica que se ha mantenido casi inalterada desde sus inicios.

El desarrollo de nuevos materiales en la ingeniería civil plantea nuevas posibilidades para estas soluciones clásicas. En este caso, la utilización de hormigón reforzado con fibras en lugar del hormigón armado tradicional en los cajones portuarios supondría una enorme ventaja tanto constructiva como económica, ya que estas estructuras necesitan de importantes equipos de montaje de armaduras trabajando en continuo en el interior de pequeñas estructuras flotantes.

Además, el estudio de estos nuevos materiales y su aplicación práctica permiten su desarrollo y estudio, abriéndolos cada vez a un mayor campo de aplicacio-

nes y creando cada vez nuevas posibilidades.

1.2. Objetivos

Los objetivos que se pretenden alcanzar con este estudio son:

- Analizar el comportamiento del hormigón reforzado con fibras, sus ventajas respecto al hormigón en masa y el hormigón armado, y la metodología de cálculo aplicable.
- Analizar el proceso constructivo de los cajones portuarios y las modificaciones que se necesitarían para la utilización del hormigón reforzado con fibras en lugar de armaduras pasivas embebidas en el hormigón.
- Analizar estructuralmente un cajón particular con el fin de entender su comportamiento bajo todos los casos de carga que sufrirá en su vida útil y determinar la posibilidad de resistir los esfuerzos encontrados utilizando el hormigón reforzado con fibras. En caso de que no sea posible para la situación estudiada inicialmente, analizar las posibles modificaciones necesarias para lograr su viabilidad.

Capítulo 2

Hormigón reforzado con fibras

El hormigón reforzado con fibras es el resultado de añadir fibras individuales en una matriz de hormigón. Como se muestra en las siguientes secciones, este material no es novedoso, pues ya se utilizaba en la antigüedad la misma solución para dotar a materiales frágiles de mayor resistencia.

El tipo de fibras utilizado con según que material de base produce un nuevo compuesto con propiedades distintas y nuevas capacidades, que permiten al hormigón ser utilizado en aplicaciones en las que normalmente debe de ir acompañado de otros elementos como armaduras pasivas de acero o anclajes activos. En este capítulo se describirán las fibras más utilizadas en la ingeniería civil y algunas de las propiedades de los materiales resultantes, que se utilizarán en el estudio para su aplicación a los cajones portuarios.

Al tratarse de un material con un comportamiento sustancialmente distinto al hormigón tradicional, también se estudiarán en este capítulo las normativas aplicables al hormigón con fibras y la forma de caracterizar su capacidad estructural. Después de analizar las metodologías propuestas por la norma vigente en España y otras recomendaciones internacionales, se definirán las características resistentes de los materiales propuestos para este estudio.

2.1. Definición

Los hormigones reforzados con fibras (HRF) se definen, según la EHE [4], como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa. Estas fibras pueden ser de distintos materiales, siendo las de acero las más comunes en aplicaciones estructurales, aunque también tienen una especial importancia las fibras de carbono y las poliméricas. El tipo de fibras, su geometría, distribución y densidad en la masa del hormigón caracterizarán el comportamiento final de la mezcla.

Figura 2.1: El adobe utilizado en la construcción tradicional introduce un refuerzo de fibras de paja en una matriz de arcilla y arena. Fuente: Paipaitao

Las fibras se incorporan al hormigón en masa con el fin de proporcionarle o mejorar alguna o varias propiedades específicas. Como norma general, podemos considerar las fibras como estructurales o no estructurales:

- Fibras estructurales: Son aquellas que proporcionan al hormigón en masa una mayor energía de rotura.
- Fibras no estructurales: Son aquellas que, sin considerar la energía de rotura, proporcionan una mejora en el comportamiento del hormigón. Esta mejora puede ser de varias propiedades, como por ejemplo el control de la fisuración por retracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión y otros.

2.2. Antecedentes

La utilización de fibras como refuerzo en el interior de la matriz de materiales frágiles se ha realizado a lo largo de la historia en numerosas ocasiones. Algunos ejemplos de esta utilización son por ejemplo la incorporación de paja en los ladrillos de arcilla o adobe en la construcción tradicional, o la mezcla que ya utilizaban los egipcios como soporte para sus pinturas, a base de árido calizo, arcilla, yeso y crin de caballo o asno [13].

Más recientemente, a inicios del siglo XX, se empezó a utilizar una nueva composición en la que la fibra de refuerzo procedía del asbesto o amianto, que se

empezó a conocer como fibrocemento. Poco después de su popularización como material de construcción se descubrieron los perjuicios en la salud que provocaba este material y se trató de remplazar las fibras de amianto por otras que tuviesen características similares.

En estos primeros intentos de sustitución se utilizaron fibras naturales a base de celulosa vegetal, pero tras la aparición de las fibras sintéticas, las fibras vegetales quedaron relegadas rápidamente [14].

Muchos tipos de fibras sintéticas fueron analizadas inicialmente: fibras de polipropileno, fibras de vidrio, fibra de carbono o la fibra de aramida. Cada una de ellas le proporciona al hormigón unas características diferentes, que son más o menos aptas según que aplicación.

Las fibras poliméricas, generalmente cortas, entre 25 y 75 milímetros, están caracterizadas por su bajo módulo de elasticidad, por lo que no proporcionan un incremento de la resistencia pero si una mejora importante de la deformación en la zona post-fisuración. Las fibras de vidrio y las de carbono por el contrario, proporcionan tenacidad y una gran mejora en la capacidad resistente gracias a sus altas resistencias a tensión, de en torno a 1000 y 4000 N/mm^2 respectivamente [12].

Las fibras de aramida tienen una buena resistencia térmica y buenas capacidades estructurales pero, junto a las fibras de carbono, tienen la desventaja de ser poco resistentes a la exposición a rayos ultravioleta. La variedad y variabilidad de las fibras utilizables, cada una con unas características y un proceso constructivo particular, ha dificultado su estandarización y regulación, que junto a la baja tasa de adopción de estos materiales por razones generalmente económicas ha resultado en un desarrollo lento de estos materiales.

La utilización de fibras metálicas comenzó en 1911 cuando Graham [1] (figura 2.2) las añadió a una matriz de hormigón armado tradicional para mejorar la resistencia y estabilidad del hormigón. Su estudio técnico comenzó posteriormente con los primeros ejemplos en 1920 (Griffith, [15]) y 1963 (Romualdi y Batson, [16]).

2.3. Tipos de fibras

El uso de las fibras en elementos estructurales está enfocado a la mejora de una o varias propiedades [2] como:

- Capacidad resistente
- Control de la fisuración
- Resistencia a la abrasión e impactos
- Resistencia térmica

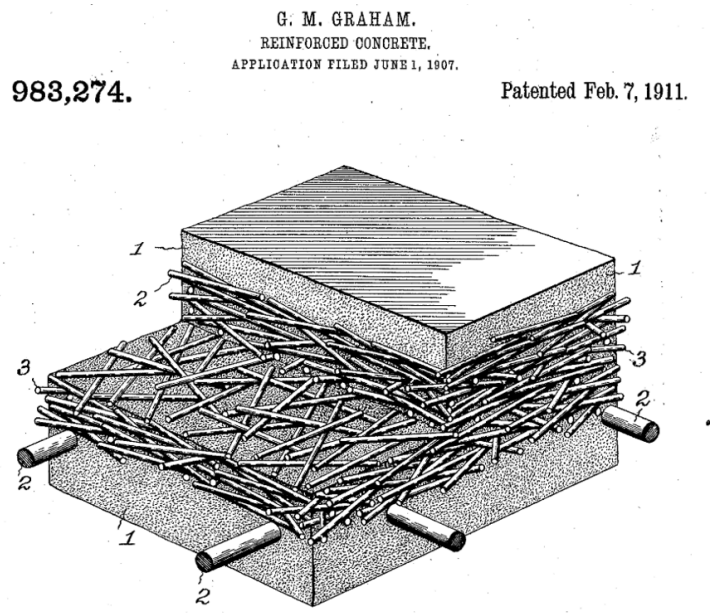
G. M. GRAHAM.
REINFORCED CONCRETE.
APPLICATION FILED JUNE 1, 1907.
983,274. Patented Feb. 7, 1911.

Figura 2.2: La primera utilización de fibras metálicas como refuerzo registrada corresponde a la patente presentada por G. M. Graham en 1907 y aceptada en 1911. [1]

- Comportamiento entre ciclos de carga y descarga

Cada tipo distinto de fibra tiene unas características que le permiten mejorar algunas propiedades particulares. En la figura 2.3 por ejemplo, se puede ver la curva carga-deformación para distintas combinaciones, y se puede ver como el comportamiento en el régimen post-fisuración varía enormemente: desde matrices que endurecen tras la fisuración, aportando una mayor capacidad resistente a tracción del hormigón, hasta matrices que ablandan tras la fisuración y no aportan esa capacidad resistente adicional pero pueden controlar la apertura de fisuras o aportar una rotura más dúctil.

En la tabla 2.1 se puede ver una lista de las fibras más utilizadas y algunas de sus características. Cabe destacar el hecho de que, pese a que las fibras más presentes en la ingeniería civil son las de acero, existen multitud de fibras que se podrían utilizar y que aportan a la matriz de hormigón propiedades beneficiosas.

Entre las fibras que más se utilizan hoy en día en aplicaciones estructurales hay que destacar tres tipos: las fibras poliméricas, las fibras de vidrio y las fibras de acero.

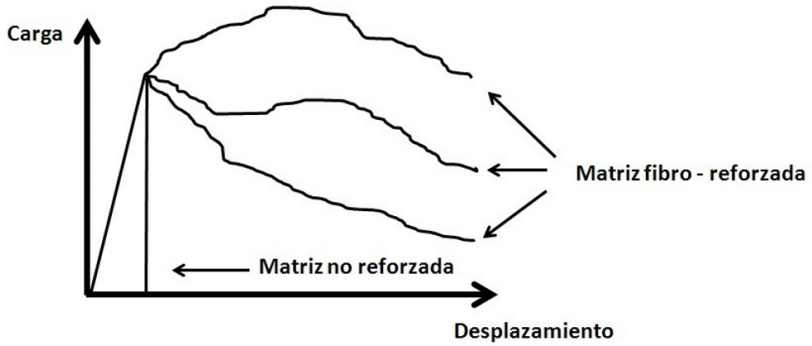

Figura 2.3: A pesar de que las fibras son elementos discretos, aportan una continuidad, de forma que cuando se fisura no se produce una rotura frágil. [2]

Tabla 2.1: Resumen de algunas de las propiedades mecánicas de las fibras más utilizadas en el hormigón reforzado. [12]

Tipo de Fibra	**Diámetro Equivalente (mm)**	**Densidad (kg/m^3)**	**Resistencia a Tracción (MPa)**	**Módulo de Young (GPa)**	**Alargamiento de Rotura (%)**
Acrílico	0.02-0.35	1100	200-400	2	1.1
Asbesto	0.0015-0.02	3200	600-1000	83-138	1-2
Algodón	0.2-0.6	1500	400-700	4.8	3-10
Vidrio	0.005-0.15	2500	1000-2600	70-80	1.5-3.5
Grafito	0.008-0.009	1900	1000-2600	230-415	0.5-1
Aramida	0.01	1450	3500-3600	65-133	2.1-4
Nylon	0.02-0.4	1100	760-820	4.1	16-20
Poliéster	0.02-0.4	1400	720-860	8.3	11-13
Polipropileno	0.02-1	900-950	200-760	3.5-15	5-25
Polivinil Alcohol	0.027-0.660	1300	900-1600	23-40	7-8
Carbón	-	1400	4000	230-240	1.4-1.8
Rayón	0.01-0.38	1500	400-600	6.9	10-25
Basalto	0.0106	2593	990	7.6	2.56
Polietileno	0.025-1	960	200-300	5.0	3
Sisal	0.08-0.3	760-1100	228-800	11-27	2.1-4.2
Coco	0.11-0.53	680-1020	108-250	2.5-4.5	14-41
Yute	0.1-0.2	1030	250-350	26-32	1.5-1.9
Acero	0.15-1	7840	345-3000	200	4-10

Figura 2.4: Ejemplo de fibras poliméricas en matriz de hormigón utilizadas en aplicaciones estructurales. Fuente: Smart Engineering Barcelona

2.3.1. Fibras poliméricas

Las fibras poliméricas son aquellas formadas por un material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon o poliéster) extrusionado y posteriormente cortado [4].

Estas fibras se pueden clasificar según su proceso de fabricación en monofilamentos extruidos (tipo I) y láminas fibriladas (tipo II), y según su diámetro en micro-fibras (diámetro inferior a 0,30 milimetros) y macro-fibras (superior a 0,30 milímetros). También cabe destacar el reciente desarrollo de otro tipo de fibras multifilamento, que gracias a su rugosidad mejoran la adherencia a la matriz, que suele ser un problema derivado de la naturaleza hidrófoba de estos materiales.

Como norma general, solamente las macro-fibras tienen capacidad para aportar propiedades estructurales, y se incorporan al hormigón en longitudes de entre 20 y 60 milímetros.

Las micro-fibras, por el contrario, se suelen utilizar para el control de la fisuración por retracción del hormigón en pavimentos y soleras, o para mejorar la resistencia térmica de los elementos si se añaden concentraciones altas a la matriz.

2.3.2. Fibras de vidrio

Las fibras de vidrio son otro tipo de fibras inorgánicas que se han estudiado para su utilización estructural aunque conllevan un estudio adicional debido a su sensibilidad a la alcalinidad del hormigón.

Una de las soluciones a este problema consiste en la utilización de materiales epoxys para recubrir las fibras y protegerlas así del hidróxido de calcio que las fragiliza, aunque también se utilizan hormigones de bajo contenido álcali o una combinación de ambas soluciones.

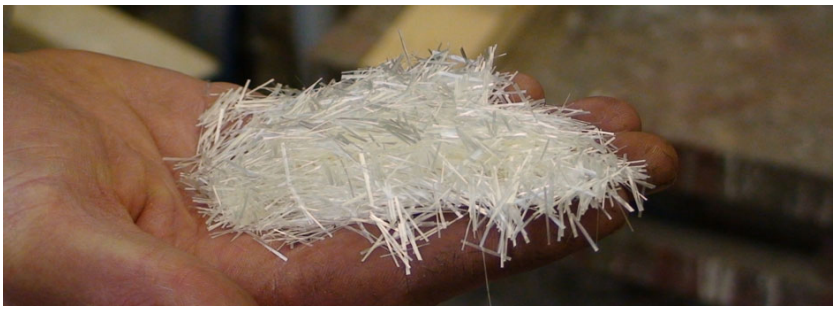

Figura 2.5: Fibras de vidrio utilizadas en matrices de hormigón. Fuente: Unifort

Su utilización surgió a raíz del intento de sustitución de las fibras de amianto, y en particular se suelen utilizar para elementos exteriores y cerramientos y también para prefabricados. Las fibras de vidrio suelen ser cortas, del orden de 40 milímetros, y con contenidos de alrededor del 5 % en volumen.

2.3.3. Fibras de acero

Las fibras de acero son las más utilizadas dentro de las fibras con función estructural por sus características resistentes. Según el proceso de fabricación, la EHE [4] las clasifica en:

- Trefiladas (Tipo I)
- Cortadas en láminas (Tipo II)
- Extraídas por rascado en caliente – Virutas de acero (Tipo III)
- Otras (Tipo IV)

La longitud, forma y diámetro de las fibras afectan directamente en las características del material final y su adherencia con el hormigón. La forma depende de cada fabricante, y hay modelos desde rectas y onduladas hasta corrugadas y con modificaciones en los bordes (ver por ejemplo figura 2.6). Las fibras de menor diámetro, manteniendo la misma longitud, hace que el número de fibras por cada kilogramo de refuerzo sea superior, por lo que el entramado es más denso, con menor espacio entre fibras y por tanto una mejor distribución de los esfuerzos.

La norma española recomienda que la longitud de las fibras sea como mínimo el doble del mayor tamaño de árido, y que el tamaño del tubo utilizado para su bombeo sea al menos un 50 % superior.

Figura 2.6: Fibras de acero tipo 3D de Dramix. Utilizan ondulaciones en los extremos para mejorar el anclaje en la matriz de hormigón. Fuente: Dramix

2.4. Fibras seleccionadas

En este estudio se han utilizado solo fibras de acero por ser las que mejor se adaptan a sus objetivos teniendo en cuenta: capacidades estructurales, coste, disponibilidad, información y regulación.

Una de las características más importantes en el diseño estructural con fibras es que su funcionamiento en conjunto con el hormigón depende no solo del tipo de fibra utilizado, sino también de su dosificación y del tipo de hormigón y árido con el que se acompaña. Es por ello que para este estudio se van a utilizar tres tipos de fibras diferentes, de los que se conocen sus características para una dosificación y combinación de hormigón particular.

Las fibras elegidas corresponden a unas fibras de alta calidad con buenas propiedades estructurales. Las primeras cuentan con una resistencia estable a medida que evoluciona la fisuración, mientras que las dos siguientes cuentan con un comportamiento de endurecimiento tras la fisuración. Las fibras de tipo 3 se corresponden con las fibras de mayor calidad posible en términos de ventajas estructurales, dentro de un rango de precios competitivos con la armadura tradicional.

- Fibras y dosificación tipo 1. Características:
  - Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,1,k}$ = 4 MPa
  - Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,3,k}$ = 4 MPa
  - Resistencia a compresión, $f_{c,k}$ = 40 MPa
  - Dosificación, 30 kg/m^3
- Fibras y dosificación tipo 2. Características:
  - Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,1,k}$ = 2.87 MPa

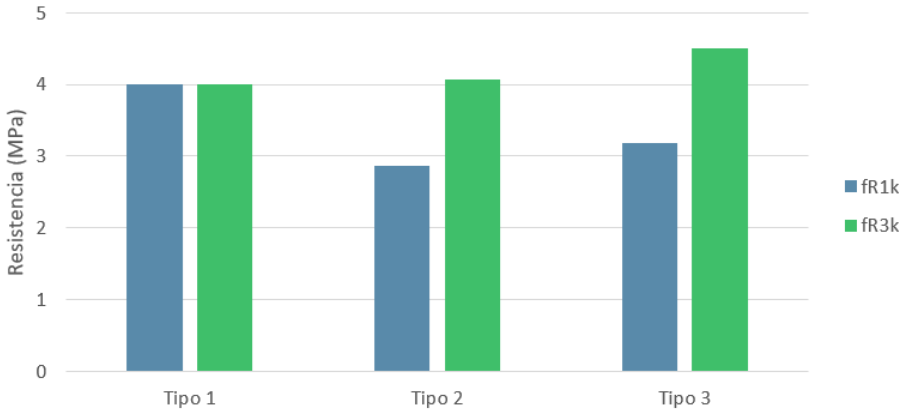

Figura 2.7: Comparativa de resistencias residuales características de tracción por flexión de las fibras seleccionadas para el estudio.

- Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,3,k}$ = 4.06 MPa
- Resistencia a compresión, $f_{c,k}$ = 40 MPa
- Dosificación, 30 kg/m^3

- Fibras y dosificación tipo 3. Características:
  - Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,1,k}$ = 3.18 MPa
  - Resistencia residual a tracción por flexión, $f_{R,3,k}$ = 4.5 MPa
  - Resistencia a compresión, $f_{c,k}$ = 40 MPa
  - Dosificación, 35 kg/m^3

2.5. Normativa aplicable

La normativa a aplicar recogida en esta sección está definida por la implantación ficticia del cajón de estudio, dentro del territorio español. Por ello, se recoge en esta sección lo referente en cuanto a normativa aplicable en España, acompañado de una comparativa de carácter internacional reconocida.

2.5.1. EHE-08

La Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08 [4], es la normativa española sobre el cálculo y seguridad de estructuras de hormigón en España y es de obligado cumplimiento para todas las estructuras que utilicen este material dentro del territorio español. Dentro de la EHE-08, la normativa correspondiente al hormigón

con fibras se encuentra en su anejo 14: “Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras”.

El proceso de cálculo utilizado en el estudio está basado en esta normativa, y completado en ciertos puntos con el Model Code [3].

2.5.2. Model Code

La Fédération Internationale du Béton (fib) o International Federation for Structural Concrete es una asociación pre-normativa internacional dedicada al desarrollo técnico, económico y medioambiental de las capacidades del hormigón, formada por cerca de 1000 expertos de 76 paises. ”Pre-normativa”quiere decir que son pioneros en el trabajo de elaboración de códigos y normas.

El fib Model Code for Concrete Structures 2010 [3] es una publicación que presenta los avances en el conocimiento del hormigón y que sirve como base a códigos e investigadores como documento de referencia internacional.

Dentro del Model Code, el apartado 5.6 está dedicado al hormigón reforzado con fibras. Pese a no ser una normativa de obligado cumplimiento, sirve como base en la elaboración de otras normativas, y por tanto la utilizaré en el estudio para completar la EHE-08 en ciertos puntos.

2.6. Diagrama tensión-deformación

El comportamiento en compresión del hormigón reforzado con fibras se considera equivalente al comportamiento del mismo sin fibras. Si bien es cierto que la incorporación de las fibras en la matriz de hormigón puede ayudar a mejorar también su comportamiento en compresión, como se verá más adelante es la tracción la resistencia crítica a la hora de hacer viable su utilización. En esta sección se describen las metodologías propuestas en los códigos que acabamos de nombrar para caracterizar el comportamiento a tracción del hormigón reforzado con fibras.

El cálculo de la resistencia a tracción del hormigón reforzado con fibras con función estructural se realiza sobre la base de la resistencia residual del hormigón fisurado. En esta etapa post-fisuración, el material puede mostrar dos tipos de comportamiento, ablandamiento o endurecimiento (figura 2.8), dependiendo de si su resistencia decrece o aumenta. Este comportamiento depende principalmente del tipo de fibra utilizada.

En cuanto a la resistencia de cálculo del hormigón reforzado con fibras, la EHE [4] propone utilizar las resistencias residuales a flexotracción de cálculo:

$$f_{R,1,d} = \frac{f_{R,1,k}}{\gamma_c}; f_{R,3,d} = \frac{f_{R,3,k}}{\gamma_c}$$

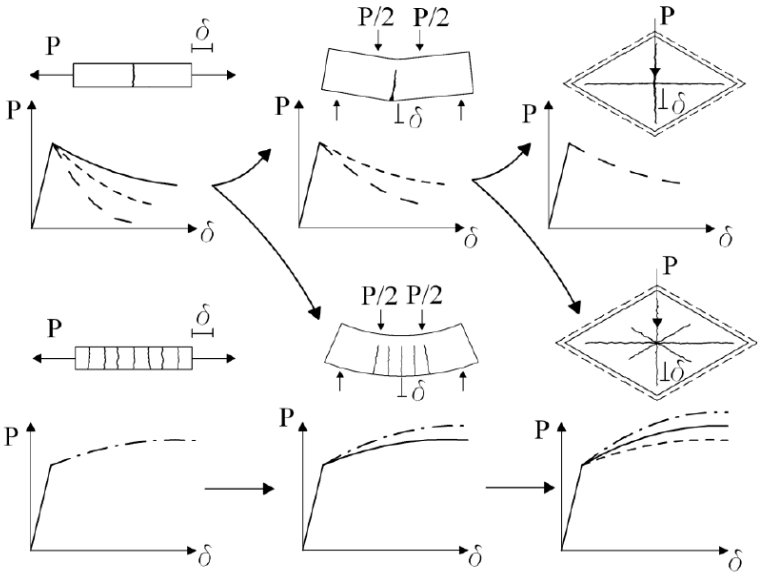

Figura 2.8: Diferentes respuestas de estructuras en HRF con comportamientos de ablandamiento o endurecimiento. [3]

Siendo γ_c el coeficiente parcial de seguridad del hormigón que tiene un valor de 1,50.

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, la EHE propone la utilización de un diagrama rectangular o bien un diagrama multilineal para el Estado Límite Último.

2.6.1. Diagrama rectangular

El diagrama rectangular de la figura 2.9 es el recomendado para uso general y consiste en una resistencia constante $f_{ctR,d}$ igual al 33 % de la resistencia residual a tracción de cálculo, hasta una deformación del 10 por mil en secciones traccionadas y del 20 por mil en secciones sometidas a flexión.

Este diagrama permite el cálculo de forma sencilla de secciones con fibras, pero reduce de forma importante la capacidad resistente obtenida de ensayos de laboratorio.

2.6.2. Diagrama multilineal

Para cálculos más ajustados la norma EHE propone la utilización de un diagrama tensión-deformación formado por varias rectas, con un primer pico de resistencia correspondiente a la resistencia a tracción de cálculo del hormigón $f_{ct,d}$,

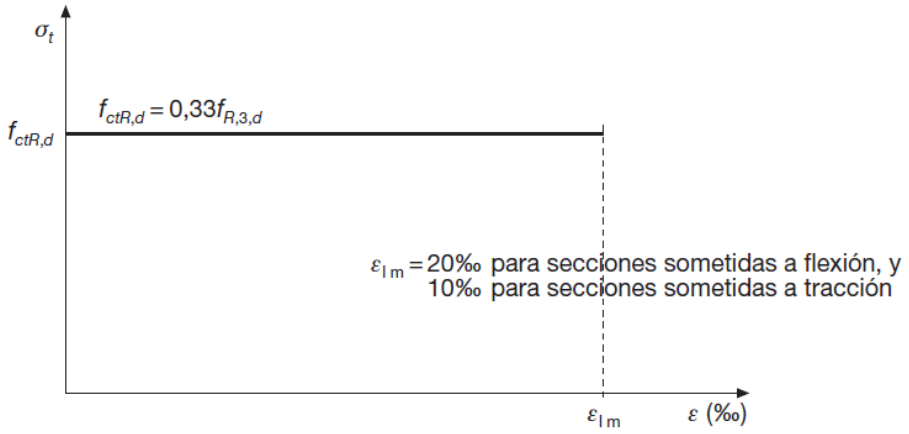

Figura 2.9: Diagrama tensión-deformación rectangular propuesto por la EHE. [4]

seguido de una zona de resistencia residual post-pico que tendrá una pendiente positiva o negativa según el comportamiento del material (endurecimiento o ablandamiento con la deformación) tras la fisuración.

El comportamiento tras la fisuración viene determinado por los valores $f_{ctR1,d}$ y $f_{ctR3,d}$ que corresponden a las resistencias residuales a tracción de cálculo asociadas a las deformaciones ε_1 y ε_2 respectivamente.

El diagrama multilineal mostrado en la figura 2.10 viene definido por:

f_L	=	Carga correspondiente al límite de proporcionalidad
$f_{ct,d}$	=	0.6 $f_{ct,fl,d}$
$f_{ctR1,d}$	=	0.45 $f_{R,1,d}$
$f_{ctR3,d}$	=	k_1 (0.5 $f_{R,1,d}$ - 0.2 $f_{R,1,d}$)
k_1	=	1 para secciones sometidas a flexión y 0.7 para secciones sometidas a tracción
ε_1	=	0.1 + 1000 $f_{ct,d}/E_{c,0}$
ε_2	=	$2.5/l_{cs}$
ε_{lim}	=	20 ‰para secciones sometidas a flexión y 10 ‰para secciones sometidas a tracción
l_{cs}	=	Longitud crítica (en metros) del elemento calculado

Estos valores vienen definidos por la norma EHE-08 como se describen a continuación:

Valor de diseño de resistencia a flexotracción del hormigón, $f_{ct,fl,d}$ El punto B del diagrama multilineal (figura 2.10) viene definido por la resistencia a flexotracción del hormigón. Para obtener su valor de diseño se debe de dividir el valor

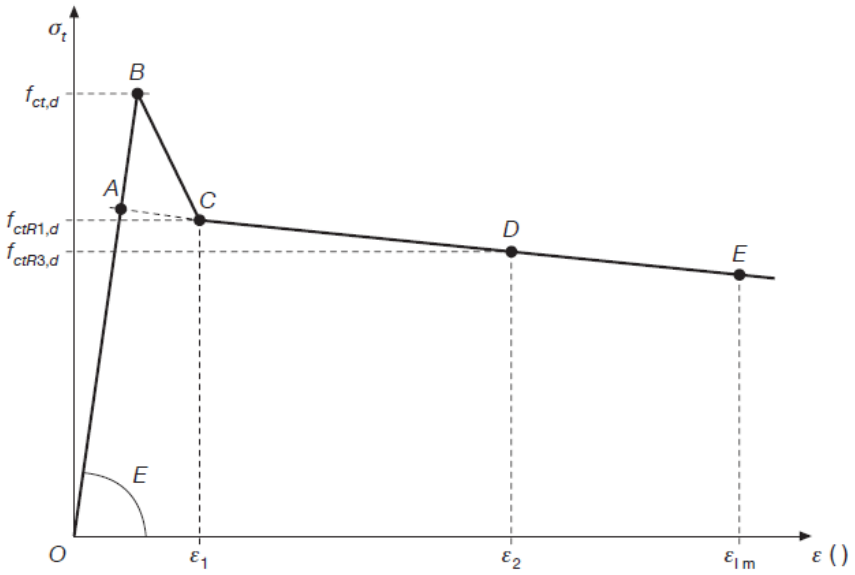

Figura 2.10: Diagrama tensión-deformación multilineal propuesto por la EHE. [4]

característico de la misma por el coeficiente parcial del hormigón tal que:

$$f_{ct,fl,d} = \frac{f_{ct,fl,k}}{\gamma_c}$$

La norma EHE [4] propone utilizar, a falta de ensayos específicos, una resistencia característica correspondiente al cuantil del 5 por ciento inferior dado por:

$$f_{ct,fl,k} = 0{,}70 f_{ct,fl,m}$$

La resistencia a flexotracción media del hormigón puede estimarse a partir de la resistencia a tracción media y del canto h (en milímetros) del elemento de cálculo. En este estudio se utilizarán distintos valores de h según el elemento que se esté estudiando, pero con el fin de simplificar los cálculos se asumirá un único valor de h considerando una resistencia a flexotracción constante.

$$f_{ct,fl,m} = max[(1{,}6 - \frac{h}{1000}) f_{ct,m}; f_{ct,m}]$$

El valor de h utilizado corresponde con aquel que ofrece la mínima resistencia a flexotracción y tiene un valor de 400 milímetros.

El valor de la resistencia a tracción media, $f_{ct,m}$, puede estimarse mediante [4]:

$$\begin{aligned} f_{ct,m} &= 0.30\ f_{ck}^{2/3} \quad \text{para} \quad f_{ck} \leq 50\ \text{N/mm}^2 \\ f_{ct,m} &= 0.58\ f_{ck}^{1/2} \quad \text{para} \quad f_{ck} > 50\ \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

Resistencias residuales a flexotracción del hormigón, $f_{ctR1,d}$ y $f_{ctR3,d}$ A diferencia del diagrama rectangular, el diagrama multilineal tiene en cuenta el comportamiento post-fisuración del hormigón gracias a estos dos valores de resistencias residuales.

Para el primer punto del diagrama, $f_{ctR1,d}$, la norma EHE propone utilizar un porcentaje de la resistencia residual de diseño, $f_{R,1,d}$, que es obtenida a partir de la resistencia residual característica $f_{R,1,k}$ reducida por el coeficiente de seguridad del hormigón γ_c.

Sin embargo, el texto de la norma EHE [4] contiene, a mi juicio, una errata en la definición del valor de $f_{ctR3,d}$, como explico a continuación.

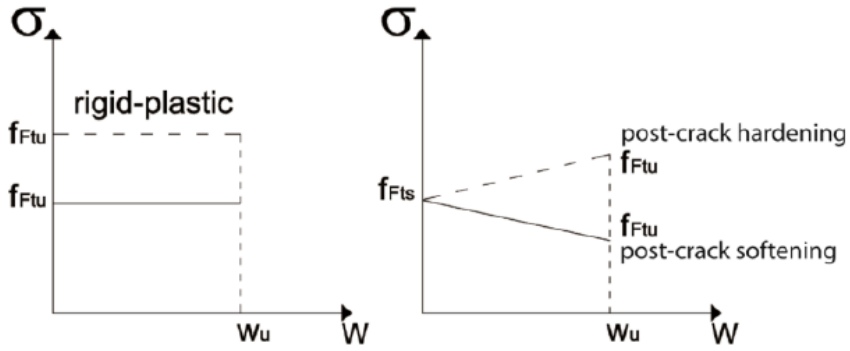

Figura 2.11: Leyes constitutivas post-fisuración del hormigón simplificadas propuestas en el Model Code. [3]

Tomando el Model Code [3] como referencia, y su definición del diagrama multilineal (figura 2.11), la resistencia $f_{ctR3,d}$ de la norma EHE sería la equivalente a f_{Ftu}, que es igual a:

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3}(f_{Fts} - 0{,}5f_{R3} + 0{,}2f_{R1}) \geq 0$$

donde w_u es el valor máximo de apertura de fisuras aceptado en el diseño estructural.

Tomando $CMOD_3$ (Crack Mouth Opening Displacement) como 2.5 milímetros, valor utilizado típicamente en ensayos de flexotracción, y w_u igual a 2.5 milímetros que es igual al máximo admisible en estado límite último [3], la fórmula del Model Code se simplifica a:

$$f_{Ftu} = 0{,}5f_{R3} - 0{,}2f_{R1} \geq 0$$

Por lo que parece que efectivamente existe una errata en la norma EHE y que la ecuación para determinar $f_{ctR3,d}$ debería de ser:

$$f_{ctR3,d} = k_1(0{,}5 f_{R,3,d} - 0{,}2 f_{R,1,d})$$

Deformación ε_1 La deformación del punto C del diagrama multilineal (figura 2.10) viene definido a partir del módulo de elasticidad del hormigón tal que:

$$\varepsilon_1 = 0{,}1 + \frac{1000 f_{ct,d}}{E_{c,0}}$$

El módulo de deformación del hormigón $E_{c,0}$ se puede aproximar, a falta de otro valor en la EHE [4], por el módulo secante E_{cm} que viene determinado como:

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}}$$

Deformación ε_2 La deformación del punto D del diagrama multilineal viene definido a partir de la longitud crítica, l_{cs} del elemento calculado, y que viene definido por la expresión:

$$l_{cs} = min(s_m; h - x)$$

siendo:

x	profundidad del eje neutro
h-x	distancia del eje neutro al extremo más traccionado
s_m	distancia media entre fisuras. Salvo que se disponga de datos justificados se podrá utilizar para s_m los valores de la tabla A.14.1 de [4].

La norma EHE [4] determina que el valor de distancia media entre fisuras, s_m, para elementos con hormigón de fibras con comportamiento a flexión con endurecimiento se debe de determinar de forma experimental. El Model Code [3] tampoco ofrece un valor preciso de distancia media entre fisuras para un comportamiento de endurecimiento post-fisuración. A falta de otro valor más preciso, se utiliza la recomendación de la EHE para hormigones con comportamiento de ablandamiento en el régimen post-pico, en el que s_m toma el valor de H, o el canto de la pieza de cálculo.

$$s_m \sim H$$

El valor de canto de la pieza a analizar será variable durante el estudio, por lo que un valor característico es definido para utilizar en todos los cálculos. El valor elegido es 400 milímetros, correspondiente al canto de las paredes exteriores, que como detallaré más adelante, son los elementos críticos del análisis.

La distancia del eje neutro al extremo más traccionado, h-x, también dependerá del elemento analizado y el caso de carga. Como se explicará más adelante, los casos más críticos aparecen en situaciones de tracción en casi la totalidad de

la sección, con el eje neutro situado junto a la fibra superior y la tracción máxima en la fibra inferior. Por lo tanto se aproxima:

$$h - x \approx H$$

Por lo que:

$$l_{cs} = H = 400mm$$

2.6.3. Aplicación a fibras seleccionadas

En esta sección se aplican los diagramas rectangular y multilineal definidos a las fibras seleccionadas, obteniendo así los modelos de tensión-deformación que se utilizarán en el análisis estructural.

Fibras tipo 1

En la figura 2.12 se pueden ver los diagramas rectangular y multilineal resultantes para las fibras de tipo 1. Pese a que los valores de $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$ tienen el mismo valor, por la forma en la que está definido el diagrama multilineal, este toma la forma de un comportamiento de ablandamiento post-fisuración, por lo que en las zonas de mayor flexión, la zona más traccionada apenas aportará resistencia a tracción. Para este tipo de hormigón será recomendable utilizar el diagrama horizontal, que es menos penalizante en zonas de alta deformación.

Fibras tipo 2 y 3

En la figura 2.12 se muestran también los diagramas tensión-deformación de las fibras tipo 2 y tipo 3. Como se puede ver, a diferencia del caso anterior, estos hormigones cuentan con un comportamiento de endurecimiento en el régimen post-fisuración, por lo que será beneficioso utilizar el diagrama multilineal en zonas de alta deformación.

Se puede apreciar la similitud en comportamiento de las fibras tipo 2 y tipo 3, siendo las tipo 3 las que ofrecen mayor capacidad de resistencia. Las fibras tipo 3 muestran como tener un buen comportamiento a bajas deformaciones ($f_{R,1,k}$ alto) no es tan beneficioso a efectos de cálculo como ofrecer una buena evolución con la deformación ($f_{R,3,k}$-$f_{R,1,k}$ alto).

La tabla 2.2 resume los valores de las principales características que determinan el comportamiento de los 3 tipos de hormigón seleccionados.

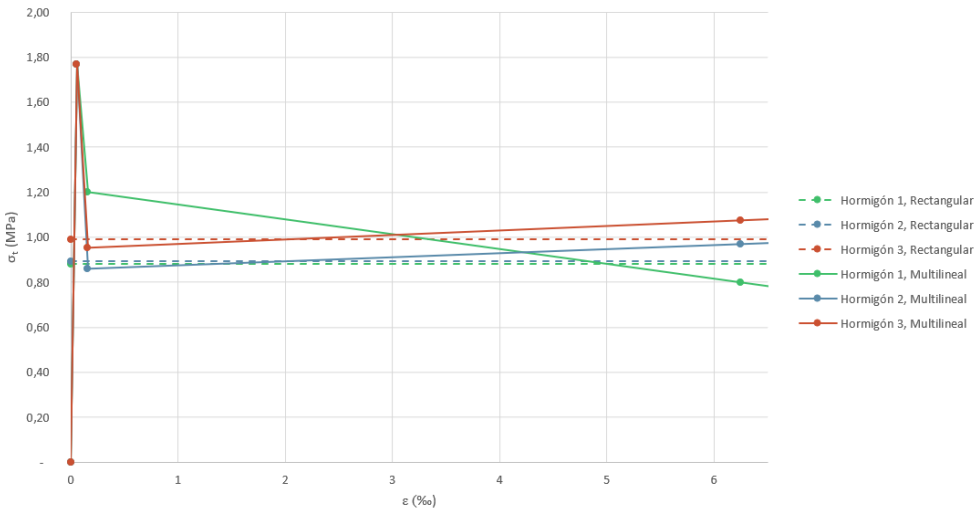

Figura 2.12: Diagramas tensión-deformación para las fibras seleccionadas.

Tabla 2.2: Resumen de los valores de las fibras seleccionadas para determinación de diagrama multilineal.

Tipo de Fibra	$f_{R,1,k}$	$f_{R,3,k}$	$f_{ctR,d}$	$f_{ctR1,d}$	$f_{ctR3,d}$	ε_1	ε_2
Tipo 1	4.00	4.00	0.88	1.20	0.80	0.157	6.25
Tipo 2	2.87	4.06	0.89	0.86	0.97	0.157	6.25
Tipo 3	3.18	4.50	0.99	0.95	1.08	0.157	6.25

2.7. Resistencia a esfuerzo cortante

La norma EHE [4] considera la contribución de las fibras a la resistencia a cortante como V_{fu}, definido como:

$$V_{fu} = 0{,}7\xi\,\tau_{fd} b_0 d$$

donde:

ξ = $1+\sqrt{\frac{200}{d}}$ con d en milímetros y $\xi \leq 2$

τ_{fd} valor de cálculo del incremento de la resistencia a cortante.

La EHE propone utilizar:

$$\tau_{fd} = 0{,}5 f_{ctR,d}$$

Por lo que las resistencias a cortante aportadas por las fibras escogidas, τ_{fd}, son 0.44, 0.45 y 0.50 N/mm^2 para las fibras tipo 1, 2 y 3 respectivamente.

2.8. Características del hormigón a corto plazo

Las propiedades del hormigón descritas hasta ahora corresponden a propiedades definidas para hormigones de edades superiores a los 28 días. Sin embargo, debido al procedimiento constructivo de los cajones portuarios, es importante conocer las propiedades a edades más tempranas para poder analizar su comportamiento durante las fases de construcción iniciales.

Con el fin de simplificar el cálculo, se considerarán las propiedades del hormigón a 7 días de edad como constante durante los primeros 28 días del hormigón, y así evitar tener propiedades variables dentro de la estructura.

Según la EHE [4], el módulo de deformación a edades diferentes a los 28 días se puede evaluar mediante:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} E_{cm}$$

siendo:

$E_{cm}(t)$	Módulo de deformación secante a los t días
E_{cm}	Módulo de deformación secante a los 28 días
$f_{cm}(t)$	Resistencia media a compresión a los t días
f_{cm}	Resistencia media a compresión a los 28 días

Las resistencias a edades tempranas se evalúan también mediante la formulación propuesta por [4], y que depende de un coeficiente β_{cc} variable con la edad del hormigón:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

$$f_{ct,m}(t) = \beta_{cc}(t)^{\alpha} f_{ct,m}$$

$$\beta_{cc} = exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}$$

donde:

f_{cm} Resistencia media a compresión a 28 días
$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción a los 28 días
β_{cc} Coeficiente que depende de la edad del hormigón
t Edad del hormigón en días
s Coeficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento, de acuerdo a lo indicado en el artículo 26 de [4]:
= 0.2 para cementos de endurecimiento rápido
= 0.25 para cementos de endurecimiento normal
= 0.38 para cementos de endurecimiento lento
α Coeficiente que depende de la edad del hormigón y de su resistencia característica a los 28 días:
= 1 si t $<$ 28 días
= 2/3 si t $\geq$ 28 días y $f_{ck} \leq 50N/mm^2$ a los 28 días
= 1/2 si t $\geq$ 28 días y $f_{ck} > 50N/mm^2$ a los 28 días

Las propiedades a corto plazo del hormigón explicadas hasta ahora corresponden al hormigón tradicional, sin la incorporación de fibras. Su resistencia a compresión y a tracción durante el proceso de curado ha sido estudiada en detalle y la evolución de las características mecánicas se conoce bien. Sin embargo, en el caso de los hormigones con fibras, este proceso ha sido menos estudiado, y los resultados varían enormemente según la combinación de características del hormigón y del tipo y dosificación de las fibras.

En un estudio realizado en la Universidad de Valencia [17] se ve cómo la resistencia a tracción por flexión a 48 horas puede variar entre el 40 % y el 95 % de la resistencia a 28 días en hormigones con fibras metálicas, según la combinación de fibras y hormigón. Por lo tanto, a la hora de utilizar un hormigón con fibras con fines estructurales a edades tempranas es de suma importancia analizar el comportamiento que tendrá con la dosificación específica que se pretende utilizar.

Es por ello que en este estudio se aplicarán los valores conocidos para el hormigón sin fibras para las resistencias a compresión y para la resistencia a tracción pre-fisuración, cuando todavía no han entrado en carga las fibras, mientras que en el régimen post-fisuración en tracción se utilizarán los valores a 28 días conocidos, ya que no se tiene información específica de las combinaciones hormigón-fibras a edades tempranas.

Como veremos en los resultados, los estados de carga a los que se somete la estructura en edades tempranas son fundamentalmente de compresión, pero aún así aparecen tensiones por flexión en ciertos puntos de la estructura. Por lo tanto realizar ensayos para comprobar la evolución de las propiedades en el tiempo será necesario.

2.9. Diagrama de interacción

Tras analizar los resultados se comprobó que las solicitaciones más críticas son los esfuerzos en la dirección horizontal, que producen una combinación de axiales y momentos en las paredes tanto interiores como exteriores muy importantes. Para analizar la capacidad de las secciones de resistir estos esfuerzos, el cálculo de las secciones se llevará a cabo mediante el diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector.

Para ello se analizan los casos límite de deformaciones que producen el fallo de la sección resistente y los esfuerzos axiales y momento flector asociados a dichas deformaciones, determinando un límite de resistencia dentro del cual la sección será capaz de resistir los esfuerzos, y fuera de la cual se producirá el fallo de la sección.

Para utilizar esta metodología es necesario determinar un diagrama de interacción para cada sección de estudio. Se definen tres secciones críticas:

- Paredes interiores, aligeramientos cuadrados. Características:
  - Espesor: 250 mm
  - Área por metro de lineal de sección: $2{,}5 \cdot 10^5 \text{mm}^4$
  - Inercia por metro lineal de sección: $1{,}302 \cdot 10^9 \text{mm}^4$
- Paredes interiores, aligeramientos circulares. Características:
  - Espesor: 150 mm
  - Área por metro de lineal de sección: $1{,}5 \cdot 10^5 \text{mm}^4$
  - Inercia por metro lineal de sección: $0{,}281 \cdot 10^9 \text{mm}^4$
- Paredes exteriores. Características:
  - Espesor: 400 mm
  - Área por metro de lineal de sección: $4{,}0 \cdot 10^5 \text{mm}^4$
  - Inercia por metro lineal de sección: $5{,}333 \cdot 10^9 \text{mm}^4$

Según el diagrama tensión-deformación del hormigón reforzado con fibras escogido para el cálculo de los presentados en la sección 2.6.1, el diagrama de interacción también variará. A la vista de los resultados obtenidos se utilizará el diagrama multilineal en aquellos hormigones que tienen un comportamiento de endurecimiento post-fisuración, mientras que los que cuentan con ablandamiento tras la fisuración, el diagrama rectangular ofrece mayor capacidad resistente.

El diagrama está definido por las deformaciones que producen el fallo estructural del material, definidos como:

- Deformación de rotura del hormigón en compresión [4]: 0.0035
- Deformación de rotura del hormigón reforzado con fibras en tracción por flexión [4]: 0.02
- Deformación de rotura del hormigón reforzado con fibras en tracción [4]: 0.01

Para la determinación del diagrama se suponen unas deformaciones en las fibras extremas de la sección y se asume una distribución lineal de las deformaciones en los puntos intermedios. A partir de las deformaciones se pueden calcular las tensiones utilizando los diagramas tensión-deformación ya definidos. En el diagrama de interacción se representa el esfuerzo axil y el momento resultante de la sección.

Para el hormigón comprimido se hace una aproximación rectangular [4] de tal forma que la integral de los esfuerzos es:

$$N_c = 0{,}8 f_{cd} \alpha d$$

donde αd representa la altura comprimida de la sección.

Para el hormigón traccionado se utilizan los diagramas definidos en la sección 2.6.1 para determinar la tensión de cada punto.

A continuación, se muestran varias figuras en las que se ve la forma del diagrama de interacción completo (a la izquierda) y un zoom en la zona de esfuerzo axil positivo (tracción). Se puede ver cómo la zona de resistencia a compresión es mucho mayor que la zona de resistencia a tracción, y que la sección comprimida es capaz de resistir importantes momentos flectores. Sin embargo, la zona de resistencia a tracción pura es muy pequeña, y la aparición de momentos flectores rápidamente hace que la sección falle. El detalle de la zona de tracción permite apreciar mejor la influencia que tienen los distintos tipos de fibras en el comportamiento del hormigón, que en compresión es muy similar.

Además de diagramas de interacción específicos para cada tipo de hormigón utilizado (Tipo 1, Tipo 2 y Tipo 3) y tipo de sección (150 milímetros, 250 milímetros y 400 milímetros de espesor), se muestra también la comparación entre utilizar las propiedades normales del hormigón y sus propiedades a corto plazo (definido a los 7 días).

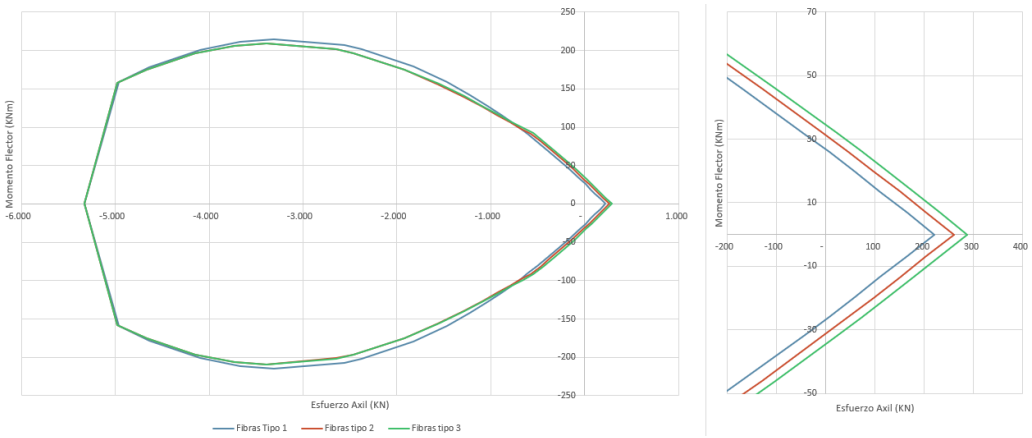

Figura 2.13: Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de una sección de 250 milímetros de espesor con varios hormigones (izquierda) y detalle de la zona de tracción.

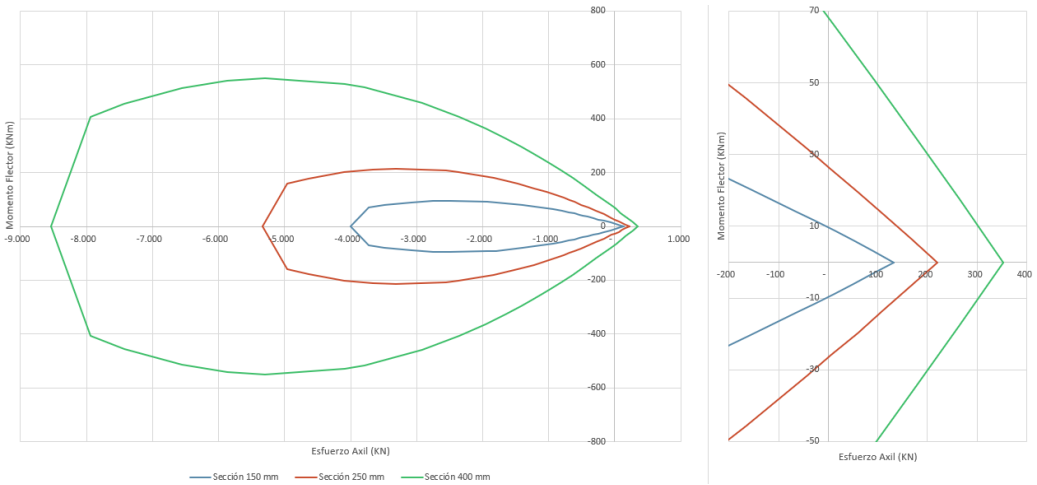

Figura 2.14: Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de un hormigón tipo 1 para varias secciones (izquierda) y detalle de la zona de tracción.

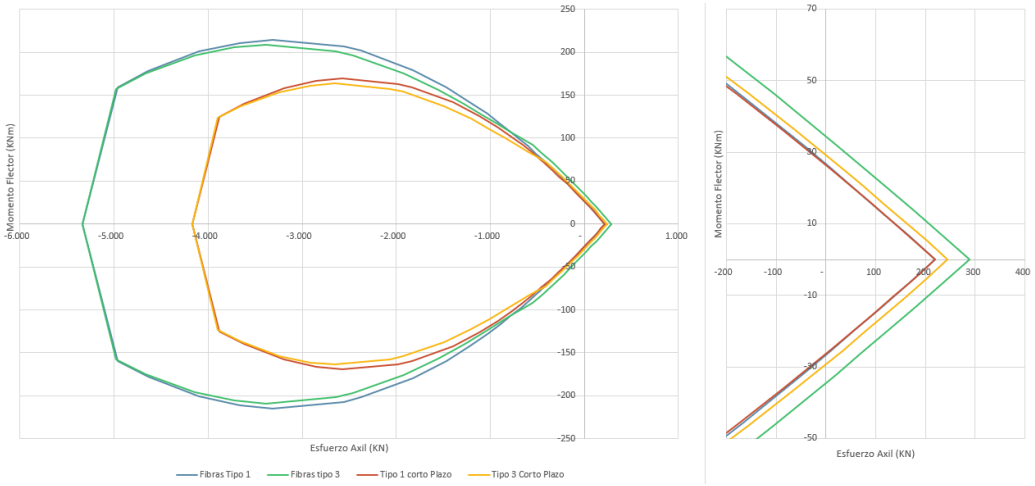

Figura 2.15: Diagrama de interacción Tensión Axial-Momento Flector de un hormigón tipo 1 y 3 para una sección de 250 milímetros a corto y a largo plazo (izquierda) y detalle de la zona de tracción.

Capítulo 3

Cajones portuarios

En este capítulo se presenta la estructura que se pretende construir utilizando el hormigón reforzado con fibras. Los cajones portuarios son estructuras celulares en hormigón que se utilizan para todo tipo de aplicaciones en los puertos, aprovechando su capacidad de flotación.

En la actualidad los cajones portuarios gozan de una presencia importante en las obras marítimas, y España es uno de los países más especializados en su construcción. Este capítulo detallará el proceso constructivo seguido habitualmente en nuestro territorio, así como las modificaciones que sería necesario introducir para la utilización del hormigón reforzado con fibras y las posibles ventajas que podrían suponer.

Por último, se detalla la metodología de cálculo propuesta por el ente público Puertos del Estado en el Manual para el Diseño y la Ejecución de Cajones, que se utilizará en el estudio para el análisis del cajón.

3.1. Definición

Los cajones portuarios son cajones flotantes de hormigón que se utilizan para todo tipo de obras portuarias. Para conseguir la flotabilidad del cajón se utilizan aligeramientos de tal forma que el conjunto resultante tiene una densidad inferior al agua. Tras su colocación, se lastran con tierra y agua para mantenerlos fondeados en posición durante su vida útil.

El cajón está constituido por tres elementos:

- Solera: Losa maciza de hormigón situada en la zona inferior del cajón, de forma generalmente rectangular.

- Fuste: Prisma recto con aligeramientos en toda la altura, cuya geometría

Figura 3.1: Los cajones son remolcados en flotación para facilitar su puesta en obra. Fuente: IH Cantabria

externa en planta suele coincidir con la solera. Los aligeramientos más utilizados son los rectangulares, cuadrados y circulares.

- Zapatas: Zonas voladas de la solera con respecto al fuste.

Los cajones pueden construirse tanto en tierra como en el agua, y suelen aprovechar su capacidad de flotación para facilitar su transporte por agua. Esto los hace ideales para utilizarlos como estructuras masivas en puertos con funciones de amarre y creación de nuevos espacios sobre el agua, y como defensas frente al oleaje creando barreras impermeables.

3.2. Proceso constructivo

La construcción de cajones portuarios puede llevarse a cabo tanto en tierra como en flotación, siendo la última la metodología más común en España, utilizando algún tipo de estructura que permita sumergir el cajón a medida que se va construyendo, como un dique flotante, una pontona sumergible guiada o un catamarán con plataforma sumergible.

A continuación se van a describir el proceso constructivo clásico de los cajones y algunas modificaciones que se deberían de realizar para poder construir el cajón con HRF.

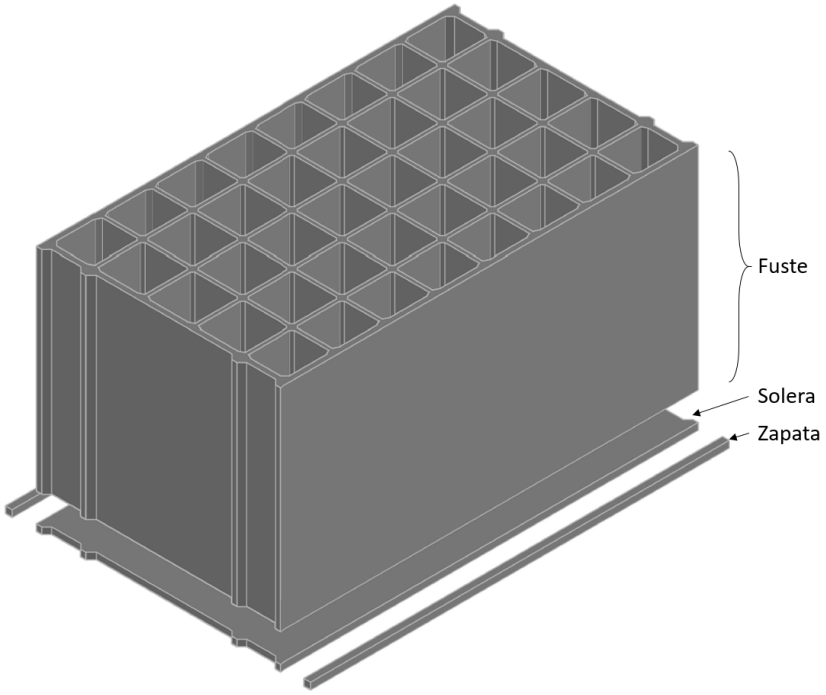

Figura 3.2: Partes de un cajón portuario de hormigón.

3.2.1. Clásico

El proceso constructivo clásico de un cajón portuario con hormigón armado comienza con la preparación de las armaduras de la solera y su colocación en la superficie de la estructura flotante que la va a sostener. Para que el proceso constructivo sea lo más ágil y fluido posible es importante contar con un parque de almacenamiento y preparación de las armaduras próximo al cajonero y una serie de torres grúa para su desplazamiento.

En primera instancia se realiza el hormigonado de la zona inferior del cajón, la solera, sobre la armadura previamente colocada. A partir de este primer hormigonado, el resto del fuste se realizará mediante la utilización de un encofrado deslizante que se encuentra "colgado" de la estructura flotante (ver figura 3.4). El hormigonado se realiza generalmente mediante bombeo desde una instalación en tierra.

Se desciende el encofrado deslizante y se comienza el hormigonado continuo hasta alcanzar la altura final del cajón. A medida que va creciendo la altura del cajón, la base del mismo se va hundiendo bajo su propio peso.

Los encofrados deslizantes utilizados para la construcción de cajones suelen tener pequeña altura, del orden de 1-1,5 metros, y se desplazan mediante la acción de gatos y barras de trepa apoyadas en la base de la estructura flotante o en la

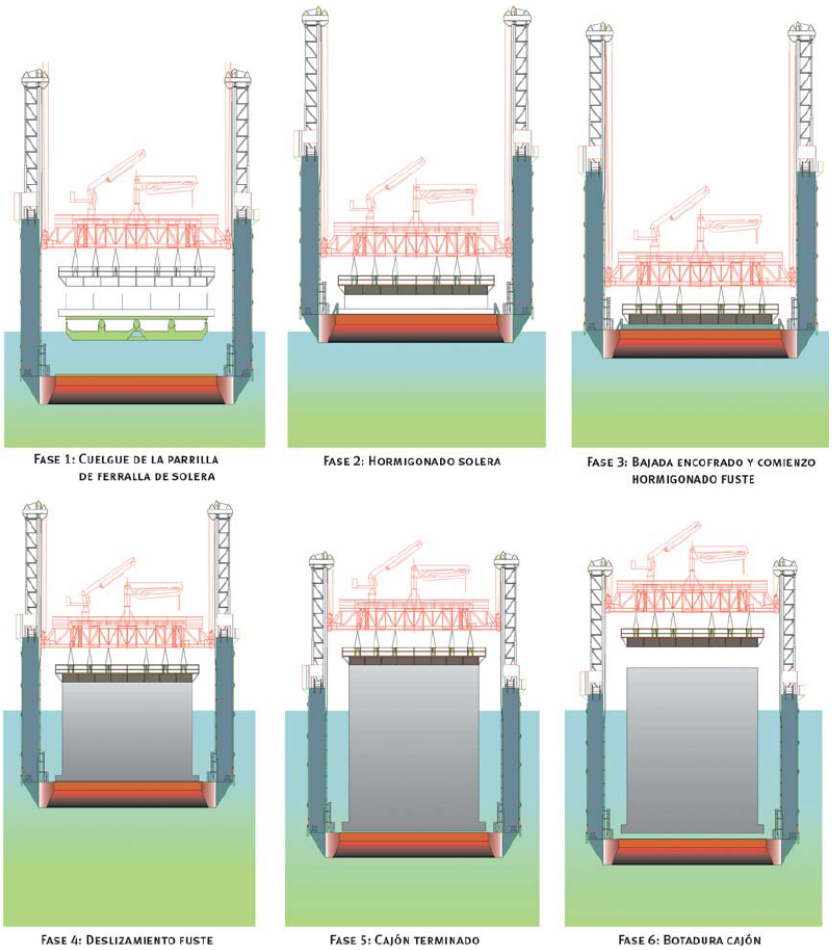

Figura 3.3: Secuencia del proceso constructivo con un dique flotante. [5]

Figura 3.4: El cajón construido se amarra junto a la zona de fabricación o en una zona de almacenamiento hasta su transporte definitivo. [6]

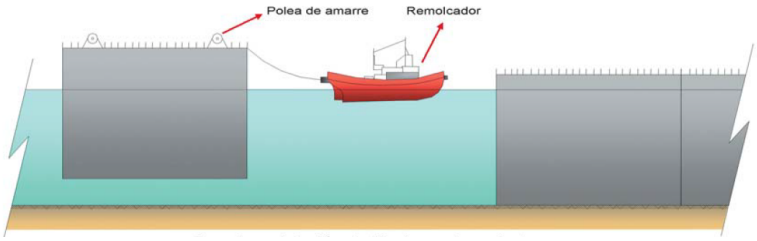

Figura 3.5: Remolcado del cajón a su emplazamiento final. [5]

misma solera. La velocidad de avance del encofrado depende de las características del hormigón, climáticas y de los equipos dispuestos para la colocación de la armadura entre otros, y puede variar entre 10 y 30 centímetros a la hora [5].

Una vez terminado el hormigonado, se separa la estructura del cajón y se saca el cajón terminado para comenzar con el siguiente. Es importante hacer un cálculo del calado necesario para realizar la construcción, ya que este debe de ser suficiente para hacer la botadura del cajón, teniendo en cuenta el espesor de la estructura bajo el cajón y un resguardo hasta el fondo de aproximadamente 1 metro.

Tras haber finalizado el hormigonado y realizada la botadura, los cajones se suelen almacenar junto a su puesto de construcción para su posterior transporte mediante remolcador.

Con el cajón en su emplazamiento final es necesario asegurar el control de la posición del cajón en todo momento de la operación de fondeo. Para ello se puede fijar el cajón a algún punto fijo (como otros cajones u otras estructuras portuarias) o bien utilizar embarcaciones auxiliares que permitan su posicionamiento. Debido

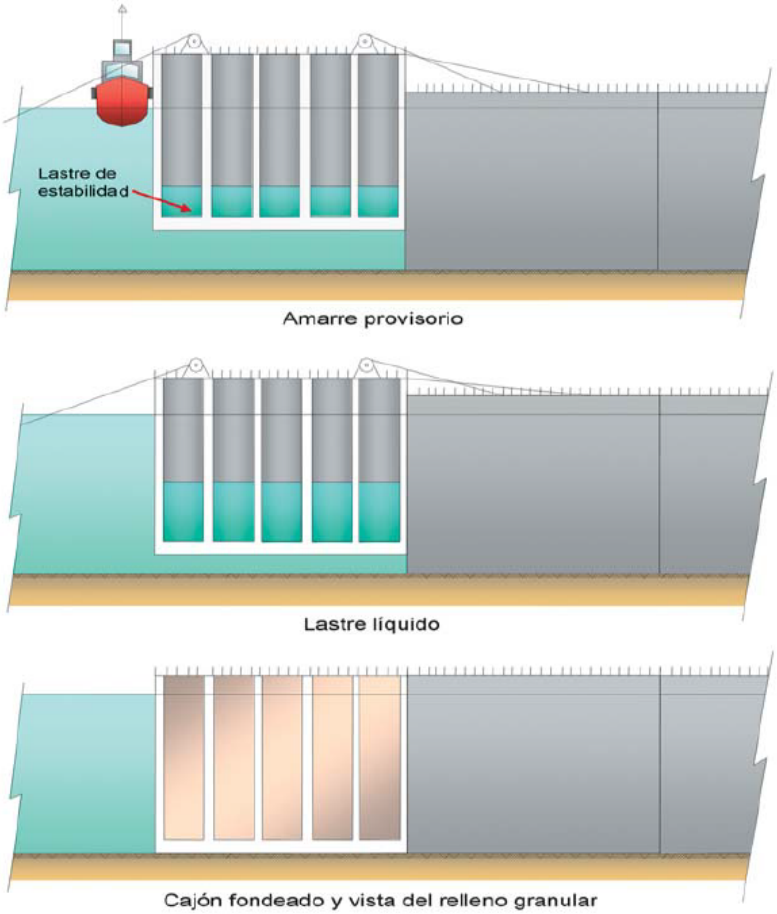

Figura 3.6: Amarre y fondeo del cajón en su posición definitiva. [5]

a la particular sensibilidad de esta operación, se suele evitar realizar el posicionamiento cuando el mar está revuelto (alturas de ola generalmente inferiores a 0,80 metros y periodos del oleaje por debajo de los 9 segundos).

El fondeo del cajón se realiza mediante la inundación de las celdas interiores hasta que el cajón toca fondo. Una vez que se ha comprobado la posición del cajón se suele proceder a inundar las celdas interiores temporalmente para evitar su puesta en flotación por cambios en el nivel, hasta que se realice el relleno definitivo del cajón.

La última fase del proceso constructivo consiste en el llenado de las celdas interiores con material de relleno granular que aseguran la estabilidad final del cajón.

3.2.2. Modificación para utilización de fibras

Independientemente de la utilización de alguna modificación en la geometría o en las características del hormigón, la sustitución parcial o total de las armaduras pasivas del hormigón por fibras implica dos cambios sustanciales en el proceso constructivo de los cajones.

En primer lugar, uno de los factores más importantes para el rendimiento de la construcción de un cajón mediante el proceso clásico es la capacidad de coordinación y trabajo de los equipos de montaje de armaduras, ya que tienen que disponerla a medida que avanza la construcción del cajón desde una plataforma que generalmente está colgada o adherida al propio encofrado deslizante. Se trata por tanto de un espacio limitado y de un trabajo altamente manual, donde la experiencia y calidad del personal es determinante, y donde se deben de realizar tres turnos de 8 horas diarios para permitir el hormigonado continuo del cajón.

La sustitución de esta armadura por fibras en la matriz de hormigón implica una reducción considerable de personal y de congestión en la zona de trabajo y permitiría (siempre que las características del hormigón lo permitan) un incremento de la velocidad de trepa.

La segunda diferencia fundamental se corresponde con la fabricación y metodología de puesta en obra del hormigón con fibras. El HRF es un material muy sensible a amasados largos por la posibilidad de enredo de fibras y formación de erizos, por lo que se recomienda la fabricación del hormigón en el mismo muelle o la incorporación de las fibras en obra en caso de que la fabricación se lleve a cabo en una zona alejada. Para el vertido de las fibras en el hormigón se recomienda hacerlo a una velocidad lenta (del orden de 20 a 60 kilogramos por minuto) y a máxima velocidad de amasado del hormigón [4].

Con respecto a su puesta en obra, el uso de bombas o tolvas debe de adecuarse a las dimensiones de las fibras, y debe de asegurarse una compactación homogénea evitando que las fibras tomen una orientación particular (por ejemplo, una vibración excesiva puede producir una zona con exceso de pasta y pocas fibras en la zona en la que se ha introducido el vibración, así como cierta orientación en el sentido tangencial al diámetro externo del vibrador). La norma recomienda que el diámetro del tubo de la bomba sea al menos un 50 % mayor a la longitud máxima de las fibras utilizadas.

3.3. Metodología de cálculo

La metodología de cálculo utilizada para el estudio es la indicada en el Manual para el Diseño y la Ejecución de Cajones de Puertos del Estado [5]. Esta publicación del ente dependiente del Ministerio de Fomento constituye el referen-

te en España para el diseño de estas estructuras y se utilizan sus recomendaciones, complementándolas cuando es necesario con otras publicaciones, especialmente las Recomendaciones de Obras Marítimas también publicadas por Puertos del Estado.

En esta sección se detallan las acciones consideradas a la hora de analizar el cajón y su caracterización. En el próximo capítulo se aplicarán las acciones aquí detalladas como condiciones de contorno del cálculo estructural del cajón.

3.3.1. Acciones permanentes (G)

Las acciones permanentes son aquellas inherentes a la estructura y de valor constante en el tiempo. En esta categoría se incluyen el peso propio, el empuje del agua y otras cargas permanentes que reposen sobre la estructura.

Peso propio: El peso propio se calcula a partir de las dimensiones geométricas del cajón definidas en la sección 4.1.2 y de la densidad del hormigón. En este caso, el hormigón de calculo consiste en un hormigón sin armaduras pasivas con fibras metálicas, cuya densidad según la EHE [4], es igual a la de un hormigón de las mismas características sin fibras, por lo que se toma una densidad de cálculo de 2300 kilogramos por metro cúbico. Pese a estar sumergido en agua se utiliza la densidad seca y el empuje de Arquímedes se toma como una acción independiente siguiendo las recomendaciones de [5].

En la fase de construcción se considera únicamente el peso del cajón, pero en la fase de servicio se considerará también el peso propio de la superestructura.

Empuje de Arquímedes: El empuje de Arquímedes corresponde a un empuje vertical en dirección opuesta al peso propio y equivalente al peso del volumen de agua desplazado por el cajón, aplicado en la base del cajón. Se considera una densidad del agua de mar de 1025 kilogramos por métro cúbico.

Siguiendo las recomendaciones de [5], los coeficientes parciales aplicados al peso propio y al empuje de Arquímedes son los mismos debido a que son acciones del mismo origen.

Carga muerta: Cualquier otra carga permanente que se coloque en el cajón se considerará carga muerta. En fase de servicio, la carga muerta correspondiente a la superestructura estará incluida en el peso propio.

Empuje hidrostático: El empuje del agua sobre las paredes del cajón vendrá determinado por la profundidad y la densidad del agua de tal forma que:

$$e_a = g\rho_w z$$

donde e_a es el valor del empuje del agua, g es la aceleración de la gravedad, ρ es el valor de la densidad del agua, y z es la profundidad en el punto de estudio. Es importante destacar que al utilizar agua en el interior de las celdas para la estabilidad y la flotabilidad del cajón, el empuje del agua actúa tanto en las paredes exteriores como en las paredes interiores, y que hay que considerar su peso (actuando en las celdas interiores y sobre las zapatas) en el cálculo.

El valor del empuje hidrostático para cada punto del cajón dependerá de la fase constructiva en la que se encuentre el cajón. Como se verá más adelante en la sección 4.1.6, esto da lugar a distintas hipótesis de carga:

- Empuje hidrostático en flotación
- Empuje hidrostático en fondeo
- Empuje hidrostático durante la operación de relleno
- Empuje hidrostático en servicio

Acciones verticales debidas a las tierras del material ensilado: Según las recomendaciones de [5], la evaluación de la presión vertical debidas a la tierra de relleno de las celdas del cajón se realiza teniendo en cuenta el efecto silo, que consiste en la aparición de unas compresiones importantes en las paredes de las celdas que producen un fenómeno de *anclado* de las tierras.

Una parte del peso de las tierras se transmitirá de forma repartida al fondo (p_r), mientras que otra parte lo hará a través de las paredes de las celdas debido al rozamiento entre tierra y muro (p'_r), de tal forma que:

$$p_r = \gamma' Z_0 (1 - e^{z/Z_0}) + q e^{z/z_0}$$

$$p'_r = \lambda \gamma' Z_0 (1 - e^{z/Z_0}) \tan\delta + \lambda q e^{z/z_0} \tan\delta$$

$$Z_0 = \frac{A}{u\lambda \tan\delta}$$

siendo:

- z Profundidad desde la cara superior del terreno hasta el punto en el que se evalúa el empuje
- λ Coeficiente de empuje horizontal. Para rellenos granulares se recomienda adoptar un valor de 0.5 para este parámetro (empuje al reposo para un ángulo de rozamiento interno de 30º)
- γ' Peso específico sumergido del material de relleno
- δ Ángulo de rozamiento terreno-estructura. Se podrán adoptarl el 75 % del ángulo de rozamiento interno (Φ). Para Φ se recomienda adoptar un valor de 30º para rellenos arenosos
- A Área de una celda
- u Perímetro de una celda
- q Sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas

La sobrecarga q que transmite su peso al relleno se corresponde con la carga que reposa directamente sobre el terreno. Se considera que durante la construcción se aplicará una losa rígida de pequeño espesor sobre las celdas, por lo que las cargas que se apliquen encima irán directamente por los fustes, y por tanto se desprecia el término de q.

Igual que en el caso anterior, esta carga da lugar a distintas combinaciones de carga según la fase constructiva en la que se encuentre, como se verá en la sección 4.1.6. Estos son:

- Peso de las tierras durante el relleno
- Peso de las tierras en servicio

Acciones horizontales debidas a las tierras del material ensilado: Igual que en el caso de las acciones verticales, las cargas horizontales debidas al peso de las tierras tienen en cuenta el efecto de silo. Según [5], la presión horizontal e_r debida al empuje de las tierras es:

$$e_r = \lambda \gamma' Z_0 (1 - e^{z/z_0}) + \lambda q e^{z/z_0}$$

$$Z_0 = \frac{A}{u\lambda \tan \delta}$$

Retracción: Siguiendo las recomendaciones de [5], se desprecian los efectos debidos a las deformaciones de retracción por ser los cajones portuarios estructuras que se encuentran fundamentalmente sumergidas.

3.3.2. Acciones variables (Q)

Las acciones variables son aquellas que ejercen solicitaciones puntuales o variables sobre la estructura. En esta categoría se incluyen únicamente las cargas de uso y explotación, ya que las acciones debidas al oleaje y a la temperatura se considerarán como acciones variables de origen climático en la siguiente sección.

Sobrecarga de uso y explotación: Debido a la naturaleza de utilización propuesta para el cajón de estudio, que tendrá la función de terminal de descarga de petróleo, la carga sobre la losa superior se limita a las estructuras de descarga necesarias y al peso del fluido durante la descarga. Estas acciones se considerarán como cargas permanentes en situación de servicio.

3.3.3. Acciones climáticas

Las acciones climáticas son una parte específica de las acciones variables en las que se incluyen los efectos causados por el oleaje y la temperatura.

Oleaje: La acción del oleaje sobre la estructura producirá dos situaciones de carga:

- **Paso de la cresta:** Presión hidrodinámica producida por el oleaje al paso de la cresta de la ola en fase de servicio, denominada $P_{co,s}$.
- **Paso del seno:** Subpresión hidrodinámica producida por el oleaje al paso del seno de la ola en fase de servicio, denominada $P_{so,s}$.

Las cargas producidas por el oleaje se calculan a partir de las recomendaciones definidas por la ROM 2.0-11 [8], que propone utilizar el modelo de Sainflou [7] por varias razones:

- Las obras de amarre y atraque se suelen encontrar ubicadas en zonas próximas a la costa, en aguas no muy profundas, y están sometidas a oleajes muy modificados por fenómenos de difracción y reflexión que producen otras obras portuarias, por lo que generalmente no se producen condiciones de rotura. El resultado de estas condiciones es un fenómeno de agitación sin una dirección incidente dominante resultado de varias olas incidentes con diferente orientación.
- Estas obras pueden considerarse como totalmente reflejantes por las características y dimensiones de las banquetas de cimentación.

- La fórmula de Sainflou es la que mejor reproduce las depresiones que se producen durante el paso del seno de la ola, situación que generalmente es crítica para la estabilidad de las obras de atraque.

El modelo de Sainflou es de aplicabilidad siempre y cuando se cumplan una serie de condiciones:

- Fondo horizontal o pendiente muy tendida ($\tan\alpha < 1/50$). En nuestro caso supondremos un fondo horizontal por encontrarse dragado a la cota del puerto.

- Peralte reducido: $H_{max,I}/L$ <0.06. En nuestro caso, con longitudes de onda de diseño del orden de 100-200 metros, la altura de oleaje máxima sería 6-12 metros, muy por encima de las condiciones de oleaje que llegan a la zona de atraque (del orden de 2-3 metros).

- Profundidades relativas reducidas o intermedias, con h/L <0.25. En este caso en particular, con longitudes de onda de 100-200 metros, la profundidad límite de aplicación estaría entre los 25-50 metros, que se corresponde con la profundidad de aplicación de los cajones portuarios. El cajón que estudiaremos a detalle estará fondeado por debajo de los 25 metros de profundidad.

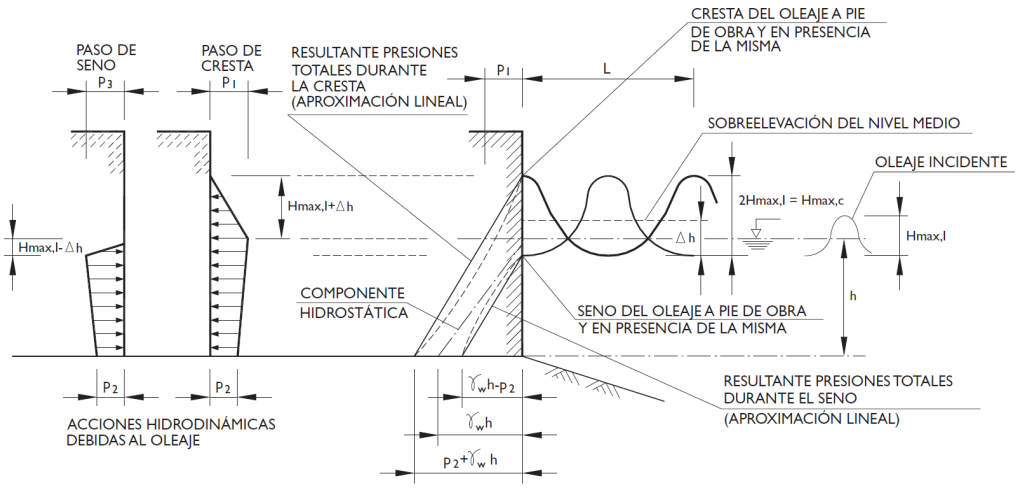

Figura 3.7: Acciones del oleaje según el modelo de Sainflou. [7] y [8]

La figura 3.7 es un extracto de [8] que muestra un esquema de las acciones del oleaje sobre las paredes de la estructura de atraque según este modelo, donde:

$$\Delta h = \frac{\pi H_{max,I}^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

$$p_1 = (p_2 + \gamma_w h)\frac{H_{max,I} + \Delta h}{H_{max,I} + \Delta h + h}$$

$$p_2 = \frac{\gamma_w H_{max,I}}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

$$p_3 = \gamma_w (H_{max,I} - \Delta h)$$

Para la obtención de la longitud de onda, L, a partir de la profundidad, h, y del periodo, T, del oleaje, se ha utilizado la ecuación de la dispersión:

$$\omega^2 = gk\tanh(kh)$$

donde:

$\omega = 2\pi/T$

$k = 2\pi/L$

Temperatura: El Manual de Cajones [5] indica que siempre que se respeten las cuantías mínimas indicadas en el mismo, no es necesario considerar los efectos explícitos de la temperatura. Si bien es cierto que al utilizar un hormigón con fibras no se están respetando las cuantías mínimas de armadura propiamente dicha, el análisis térmico del hormigón con fibras se sale del alcance de este trabajo y sería necesario un cálculo específico y detallado. Es por ello que no se considerarán en el estudio los efectos térmicos en la estructura.

3.3.4. Acciones extraordinarias (A)

Las acciones extraordinarias son aquellas acciones variables cuya ocurrencia es reducida. Se incluyen en una categoría diferente para tener en cuenta que la probabilidad de que sucedan simultáneamente es muy baja.

Sismo: Para obras de importancia moderada no es necesario considerar la acción sísmica, y para obras de importancia normal o especial, no es necesario considerarla si la aceleración de cálculo es menor que 0.04g [5].

Según el mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE-02 [9] (figura 3.8), la aceleración básica a considerar en la zona de proyecto (ver sección 4.1.1) es inferior a 0.04g, por lo que no es necesario considerar la acción sísmica.

Oleaje Extraordinario: El oleaje extraordinario a considerar en el cálculo de cajones se corresponde con aquel que tiene un periodo de retorno de 500 años. Los casos de carga y el cálculo de las acciones del oleaje sobre la estructura son equivalentes a los mencionados en los oleajes de cálculo.

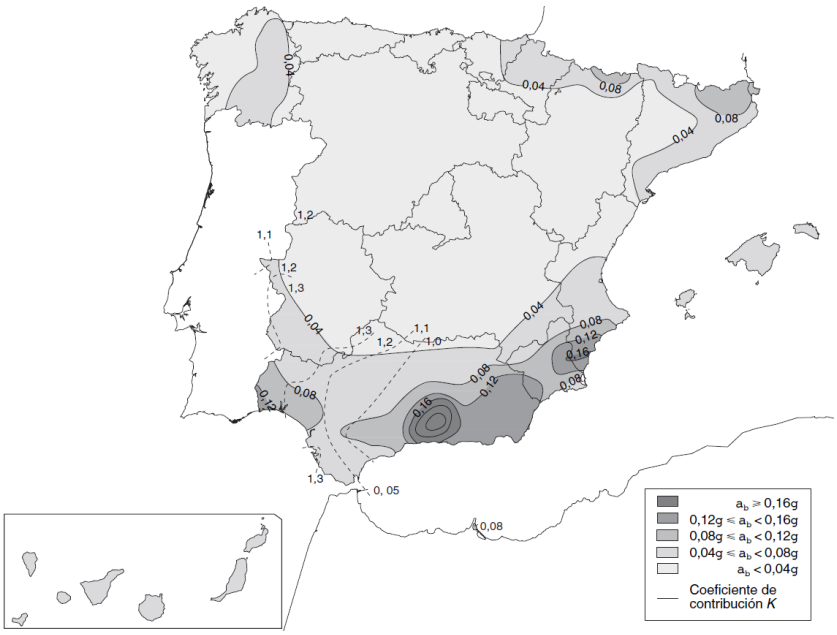

Figura 3.8: Mapa de peligrosidad sísmica de la norma sismorresistente NCSE-02. [9]

Capítulo 4

Análisis estructural

El análisis llevado a cabo en este estudio se realiza sobre unas geometrías particulares de un cajón ficticio, que cumple unas determinadas funciones y se sitúa en un emplazamiento de condiciones conocidas. Esto permite restringir el amplio abanico de posibilidades de cálculo y obtener unos resultados particulares que permitan entender el funcionamiento estructural del cajón. Posteriormente se intentan extrapolar los resultados a casos generales utilizando los comportamientos vistos.

La primera sección de este capítulo define todas las condiciones imaginadas para el cajón analizado, desde su función y localización hasta las fases por las que pasará desde su construcción hasta la operación. El cajón escogido para el estudio pretende ser un cajón individual, aislado, cuya misión es funcionar como estructura principal de una terminal para la descarga de crudo (ver figura 4.1) y que se encontrará protegido en el interior de un puerto. Una vez definidas todas las condiciones de diseño se determinarán los casos de carga a analizar para asegurar la integridad estructural del cajón.

El análisis estructural se lleva a cabo mediante una modelización en elementos finitos. La segunda parte de este capítulo está dedicada a la metodología seguida para el modelado, discretizado y cálculo del cajón, y se completa analizando la validez de los modelos empleados y la forma de extracción de resultados desde el software de elementos finitos.

Por último se muestran los resultados obtenidos del análisis de elementos finitos sobre las capacidades resistentes obtenidas para el hormigón con fibras del capítulo 2.

Figura 4.1: Ejemplo de terminal de descarga de crudo, en el puerto de Zhoushan en Zhejiang, China. Fuente: REUTERS

4.1. Condiciones de diseño

En esta sección se detallan todas las condiciones de diseño que se han supuesto para el cajón, así como los casos de carga que se tendrán en cuenta para el análisis estructural.

4.1.1. Localización

La zona seleccionada para la implantación del cajón de estudio es el puerto exterior de la ciudad de A Coruña, situado en la punta Langosteira, en el extremo noroeste de la Península Ibérica (figura 4.2).

El cajón de estudio cumpliría la función de estructura principal en una terminal de carga y descarga de crudo, situada al abrigo del dique principal del puerto (ver figura 4.3), que lo protegería frente a los fuertes oleajes del océano Atlántico. Como veremos en la sección 4.1.4, esto provoca que las olas de diseño que llegan a la zona escogida sean relativamente pequeñas.

Se ha supuesto que la cota de fondeo del cajón de estudio se corresponde con la misma cota a la que está dragado el puerto, supuesto de fondo horizontal y profundidad constante de 13.60 metros.

4.1.2. Geometría

El cajón de estudio pretende ser representativo de un cajón de uso corriente en estructuras portuarias, por lo que se ha utilizado la geometría en planta definida

Figura 4.2: Localización del puerto exterior de A Coruña en punta Langosteria.

Figura 4.3: Imagen aérea del puerto exterior de A Coruña en construcción.

para un cajón de celdas cuadradas de ejemplo en [5]. Esta geometría en planta corresponde con un cajón de 33.75 metros por 19.60 metros de fuste, y en alzado se ha adaptado a las condiciones supuestas para la zona en la que va a ser fondeado. Esta geometría se detalla en la próxima sección.

Para evaluar la viabilidad de la utilización del hormigón con fibras sería necesario evaluar todas las posibles variaciones de geometría de un cajón para ver cuál es la que mejor se adapta a las condiciones de diseño de las fibras. Para tener en cuenta este aspecto, se han estudiado tres cajones distintos, con geometrías exteriores muy similares para simular una misma función, pero con tres distribuciones internas de celdas.

Estas distribuciones se corresponden con las dos principales tipologías utilizadas en la construcción de cajones portuarios, que son los aligeramientos mediante celdas cuadradas y los aligeramientos mediante celdas circulares. Adicionalmente, la tercera geometría se ha estudiado a raíz de los resultados encontrados en el cajón de aligeramientos circulares, en el que las celdas ovaladas utilizadas para rellenar la matriz circular se han rellenado para evitar altas concentraciones de tensiones en esas zonas.

En las siguientes secciones se describen en detalle estas geometrías.

Cajón con aligeramientos cuadrados

La primera geometría es un cajón con celdas de aligeramiento con forma cuadrada en planta, con unos pequeños acartelamientos en las uniones de las paredes, tanto interiores como exteriores. En las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 se pueden ver el alzado, el perfil y la planta del cajón respectivamente.

La geometría exterior se corresponde con las dimensiones dadas como ejemplo en el Manual de Cajones [5], y la altura de 17.50 metros corresponde con una altura adecuada para la zona donde se ha determinado que será fondeado. Las celdas interiores son prismas cuadrados en la zona interior, de 3.80 metros de lado, y prismas rectangulares en las zonas exteriores para adaptarse a las dimensiones del cajón.

Las paredes interiores tienen un espesor de 25 centímetros, reforzadas en las uniones mediante acartelamientos triangulares de relación base-altura 1:1 y 20 centímetros de base. Las paredes exteriores tienen un espesor mayor, de 40 centímetros, y acartelamientos triangulares de relación base-altura 2:1 y 40 centímetros de base.

El fuste es recto y mantiene su geometría 16.80 metros hasta llegar a la solera, de 70 centímetros de espesor, que es continua sin ninguna apertura. Las zapatas son voladizos de 50 centímetros de longitud a ambos lados del cajón.

La forma exterior es lisa exceptuando unos refuerzos en las cuatro esquinas, y adicionalmente dos pequeños refuerzos adicionales en los lados más cortos del

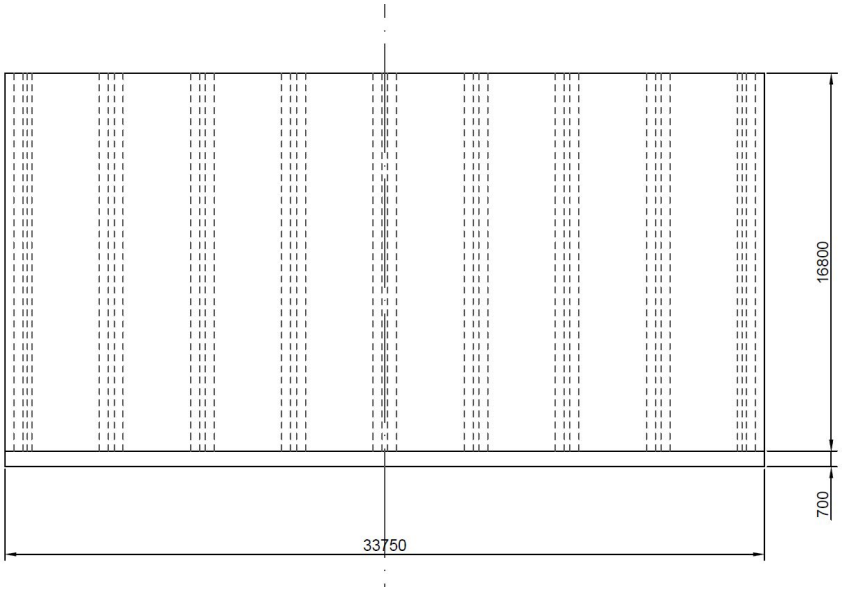

Figura 4.4: Alzado del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros.

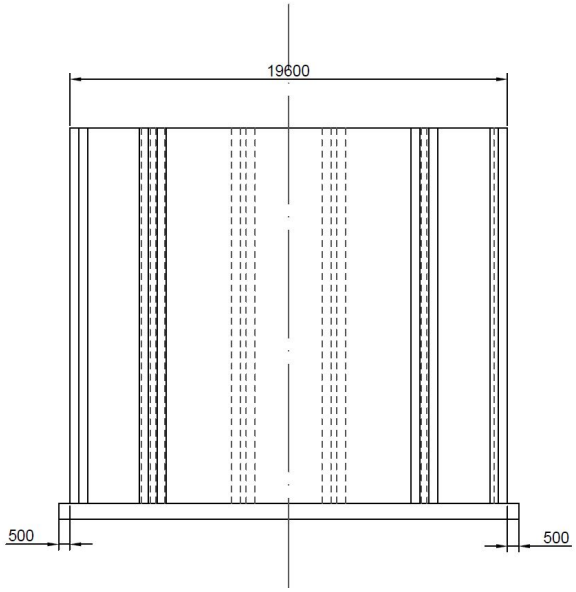

Figura 4.5: Perfil del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros.

cajón.

A efectos del cálculo de las presiones interiores en las celdas se distinguen cuatro tipos de celdas por tener distinta relación área-perímetro:

- Celdas tipo 1: correspondientes a las celdas interiores de 3.80 x 3.80 metros.
- Celdas tipo 2: correspondientes a las celdas exteriores del lado de mayor longitud, de 3.80 x 3.20 metros.
- Celdas tipo 3: correspondientes a las celdas exteriores del lado de menor longitud, de 3.80 x 3.80 metros.
- Celdas tipo 4: correspondientes a las celdas de las esquinas, de 3.80 x 3.20 metros.

Cajón con aligeramientos circulares

La segunda geometría estudiada corresponde con una distribución de celdas interiores de planta circular de 3.30 metros de diámetro. Tanto la distribución de celdas cuadradas como la distribución de celdas circulares son utilizadas comúnmente en la construcción de cajones portuarios. En las figuras 4.7, 4.8 y 4.9 se pueden ver el alzado, el perfil y la planta del cajón respectivamente.

Las dimensiones de las celdas interiores son las utilizadas como ejemplo en el Manual de Cajones [5], y las dimensiones exteriores se han adaptado de forma que sea lo más parecido posible a la geometría exterior de aligeramientos cuadrados, pero manteniendo una distribución uniforme y de celdas completas en el interior. El resultado es un cajón de 32.50 metros (25 centímetros más corto que el anterior) por 19.04 metros (56 centímetros menos que el anterior) en planta, y las mismas dimensiones de altura y de vuelo de zapatas. La solera también se mantiene continua y de 70 centímetros de espesor.

Las celdas circulares se distribuyen en una matriz de triángulos equiláteros, con espesor mínimo de las paredes interiores de 15 centímetros, mientras que el espesor mínimo de las paredes exteriores es de 40 centímetros. La matriz de círculos se completa mediante celdas de cuya geometría en planta está formada por dos semicircunferencias y dos tramos rectos.

A efectos del cálculo de las presiones interiores en las celdas se distinguen cuatro tipos de celdas por tener distinta relación área-perímetro:

- Celdas tipo 1: correspondientes a las celdas circulares.
- Celdas tipo 2: correspondientes a las celdas de relleno más pequeñas.
- Celdas tipo 3: correspondientes a las celdas de relleno de mayor tamaño.

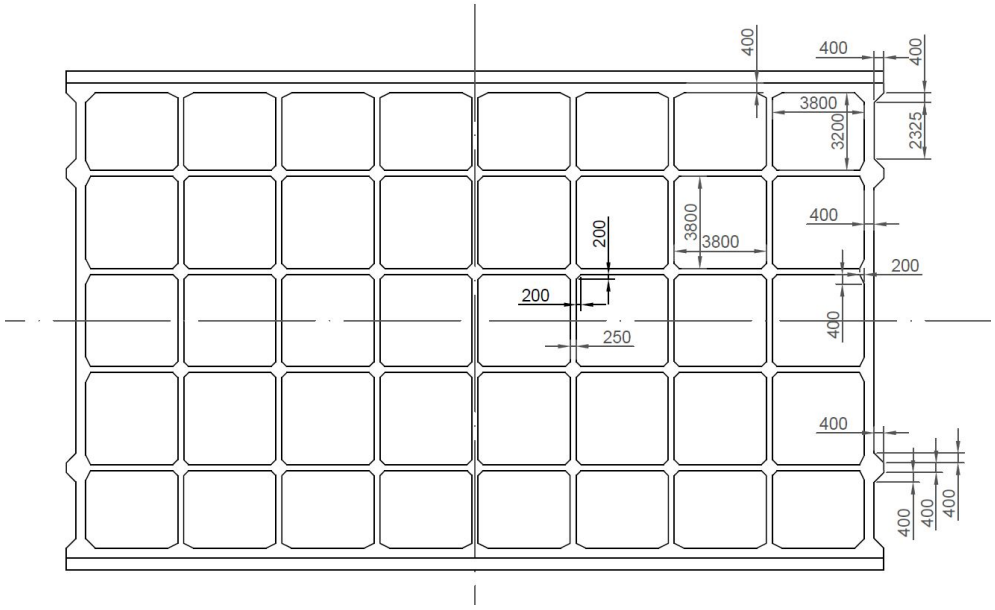

Figura 4.6: Planta del cajón con aligeramientos cuadrados. Dimensiones en milímetros.

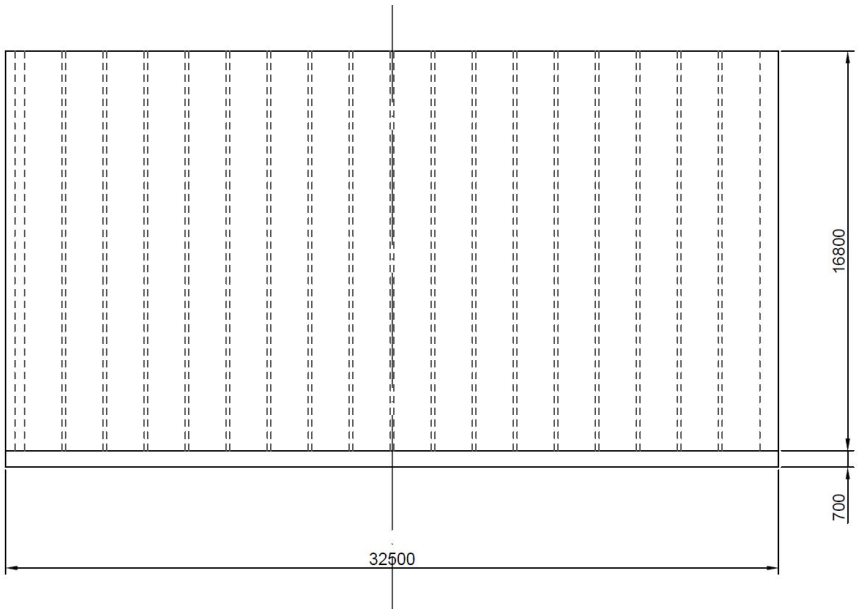

Figura 4.7: Alzado del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros.

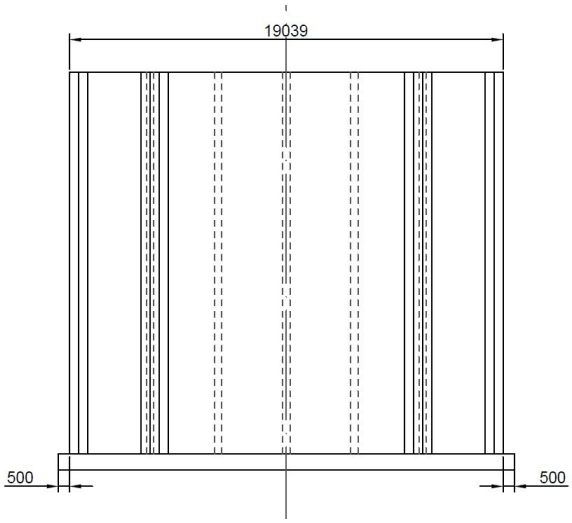

Figura 4.8: Perfil del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros.

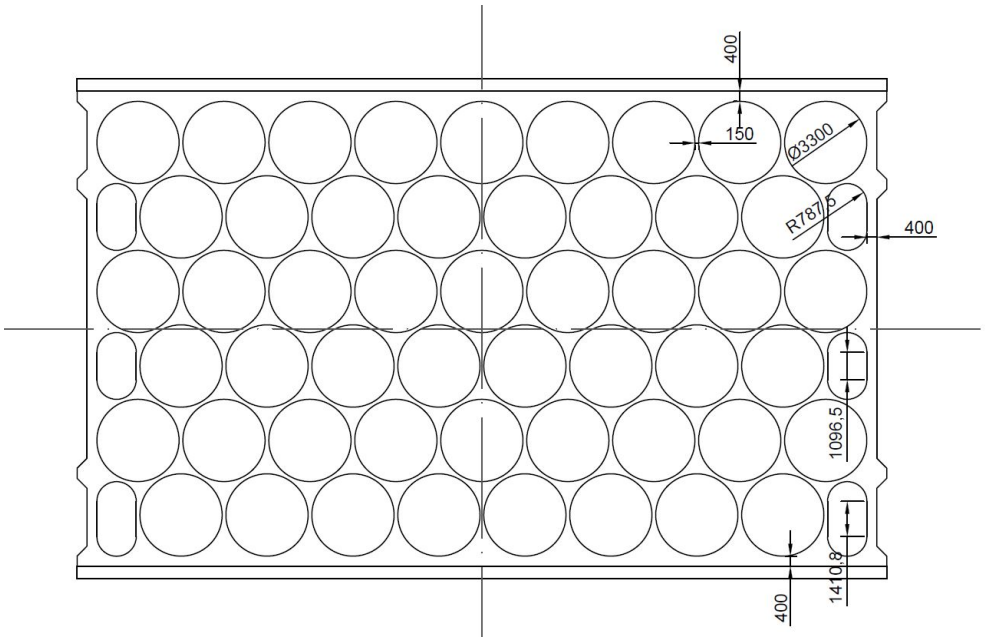

Figura 4.9: Planta del cajón con aligeramientos circulares. Dimensiones en milímetros.

Cajón con aligeramientos circulares reforzado

La tercera geometría estudiada viene fomentada por los resultados obtenidos en la geometría anterior, en la que se producen unas importantes concentraciones de esfuerzos en las celdas de relleno de la matriz como se verá en la sección 4.3. En la figura 4.10 se puede ver la planta del cajón.

Para evitar estas concentraciones sin modificar sustancialmente la geometría y pensando en la construcción del cajón utilizando los mismos encofrados que se utilizarían para el cajón anterior, se ha estudiado la posibilidad de rellenar con el mismo hormigón las celdas no circulares, de forma que resulta en un cajón con aligeramientos circulares y unas zonas laterales con un importante refuerzo que mejoran sustancialmente el comportamiento del cajón.

El inconveniente de esta solución reside en el importante volumen de hormigón que se añade a la geometría, y por tanto su aumento de coste de producción y de peso, un factor muy importante a la hora de calcular la flotabilidad.

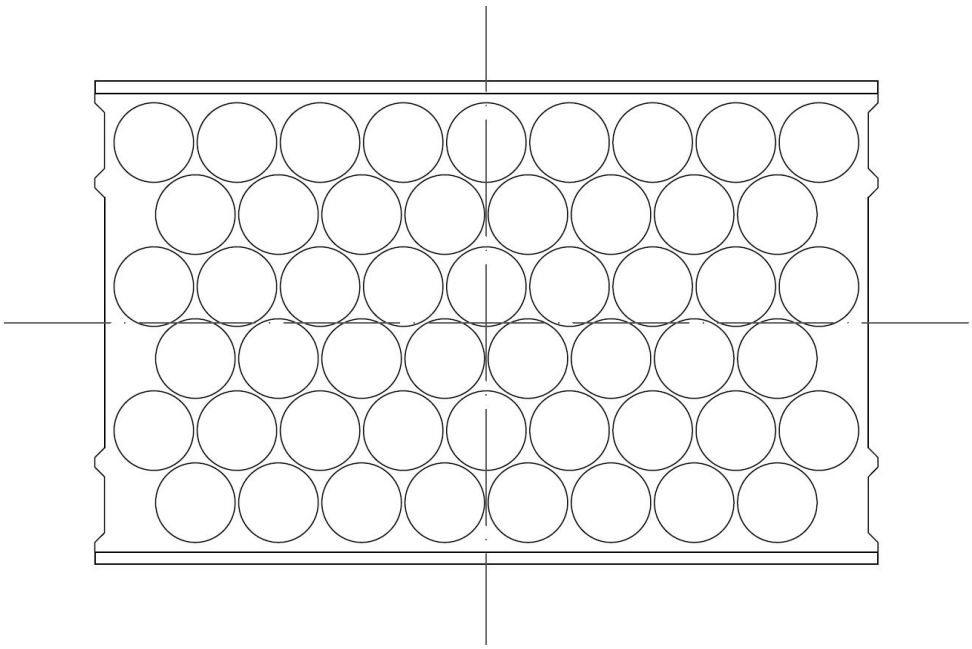

Figura 4.10: Planta del cajón con aligeramientos circulares reforzado.

Comparativa de áreas y volúmenes

Las tres geometrías propuestas para estudio son similares exteriormente, pero tienen en su interior una distribución de materia totalmente diferente que es importante analizar. Los cajones portuarios no son estructuras únicas e individuales,

si no que normalmente en una obra portuaria se necesitarán un número elevado de ellos, por lo que las pequeñas diferencias de volumen de material entre unos y otros puede ser un factor clave en la toma de decisión de utilizar una tipología u otra.

Tabla 4.1: Comparativa de áreas (en m^2) y volúmenes (en m^3).

	Áreas			**Volúmenes**		
	Celdas	**Zapatas**	**Fustes**	**Hormigón**	**Interior**	**Total**
Celdas Cuadradas	537	34	111	2346 (21 %)	9018 (79 %)	11364
Celdas Circulares	459	33	147	2909 (27 %)	7715 (73 %)	10624
Celdas Circulares 2	436	33	170	3296 (31 %)	7328 (69 %)	10624

Tabla 4.2: Comparativa de densidades (en kg/m^3) y peso total de fibras (en toneladas).

			Peso de Fibras	
	Hormigón (%)	**Densidad**	**30 kg/m3**	**35 kg/m3**
Celdas Cuadradas	21	0.475	70.4	82.1
Celdas Circulares	27	0.630	87.3	101.8
Celdas Circulares 2	31	0.713	98.9	115.4

Como se puede comprobar en la tabla 4.1, los volúmenes totales de las dos tipologías son muy similares (6.5 % mayor el de aligeramientos cuadrados) por mantener geometrías exteriores muy parecidas, pero donde hay una importante diferencia es en el porcentaje del volumen total que se rellena de hormigón.

En el caso del cajón con aligeramientos cuadrados, el 21 % del volumen total está formado por hormigón, por lo que el cajón sin rellenar tendrá una densidad de 0.475 kg/m^3 (ver tabla 4.2). El cajón con aligeramientos circulares, a pesar de tener espesores interiores mínimos menores, tiene un mayor volumen de hormigón, especialmente debido a las paredes exteriores, y cuenta con un 27 % del total del volumen relleno (un 33 % más que el anterior), y una densidad de conjunto de 0.630 kg/m^3. Si rellenamos las celdas ovaladas, pasamos a un 31 % del volumen relleno de hormigón (un 50 % más que el de celdas cuadradas), y una densidad de conjunto de 0.713 kg/m^3.

El peso total de los cajones es de 6100 toneladas para las celdas cuadradas y 7560 y 8570 toneladas para los de celdas circulares normal y relleno respectivamente. El porcentaje de peso de las fibras respecto al peso total del cajón es muy bajo, del orden del 1 %, pero hay una importante diferencia de cantidad de fibras entre los distintos modelos. La tabla 4.2 resume la cantidad total de fibras necesarias para la construcción de cada uno de los cajones propuestos.

Las densidades y el peso total son factores importantes para la construcción del cajón, ya que a mayor peso, mayor calado necesitará para ser construido por flotación y por tanto mayor restricción de puertos en los que se podrán construir. La tabla 4.3 resume el calado mínimo necesario para mantener a flote el cajón construido, manteniendo una estabilidad mínima (distancia entre metacentro y centro de gravedad superior a 0.5 metros recomendada para su transporte [5]). El calado del puerto de construcción tiene que tener estas alturas mínimas, y adicionalmente el espesor de la pontona o estructura sobre la que se va a construir el cajón, e idealmente un resguardo de aproximadamente 1 metro adicional.

Tabla 4.3: Calado mínimo de cada tipología para mantenerse en flotación con estabilidad mínima

	Calado Mínimo
Celdas Cuadradas	8.14 m
Celdas Circulares	10.87 m
Celdas Circulares 2	13.14 m

4.1.3. Nivel del mar

En esta sección se definen los niveles del mar que se utilizarán en el cálculo estructural. El nivel medio del mar se encuentra a una cota de 13.60 metros con respecto al fondo horizontal del puerto, mientras que los niveles máximos y mínimos de la superficie del agua se han definido como:

- Nivel medio del mar: 13.60 metros
- Nivel del mar en servicio:
  - Máximo: 14.98 metros
  - Mínimo: 12.20 metros
- Nivel del mar extremo:
  - Máximo: 16.29 metros

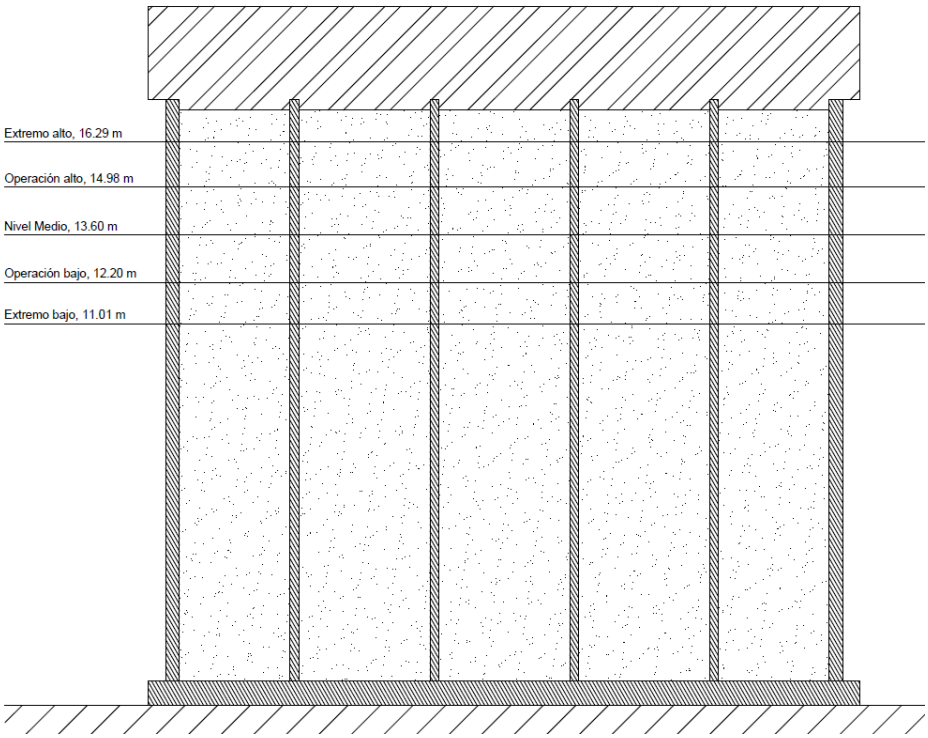

Figura 4.11: Niveles del mar considerados sobre la geometría del cajón

- Mínimo: 11.01 metros

Los niveles en servicio se utilizan en el cálculo de operatividad, mientras que a efectos de cálculos estructurales se utilizarán siempre los niveles extremos.

4.1.4. Oleaje

El cajón de estudio se encuentra en el interior de un puerto al abrigo de un dique exterior, por lo que el oleaje que llega hasta la estructura está muy modificado respecto al oleaje en el exterior del puerto. El cálculo preciso del oleaje que llegaría a la zona de implantación del cajón está fuera del alcance del estudio, por lo que se definirá un oleaje de diseño, y se utilizará un coeficiente de modificación del oleaje constante para poder obtener alturas de ola para otros periodos de retorno.

La ola de diseño se define como aquella que tiene un periodo de retorno de 50 años y tiene las siguientes características:

- Altura de ola, H: 1.90 metros
- Periodo del oleaje, T: 14.84 metros

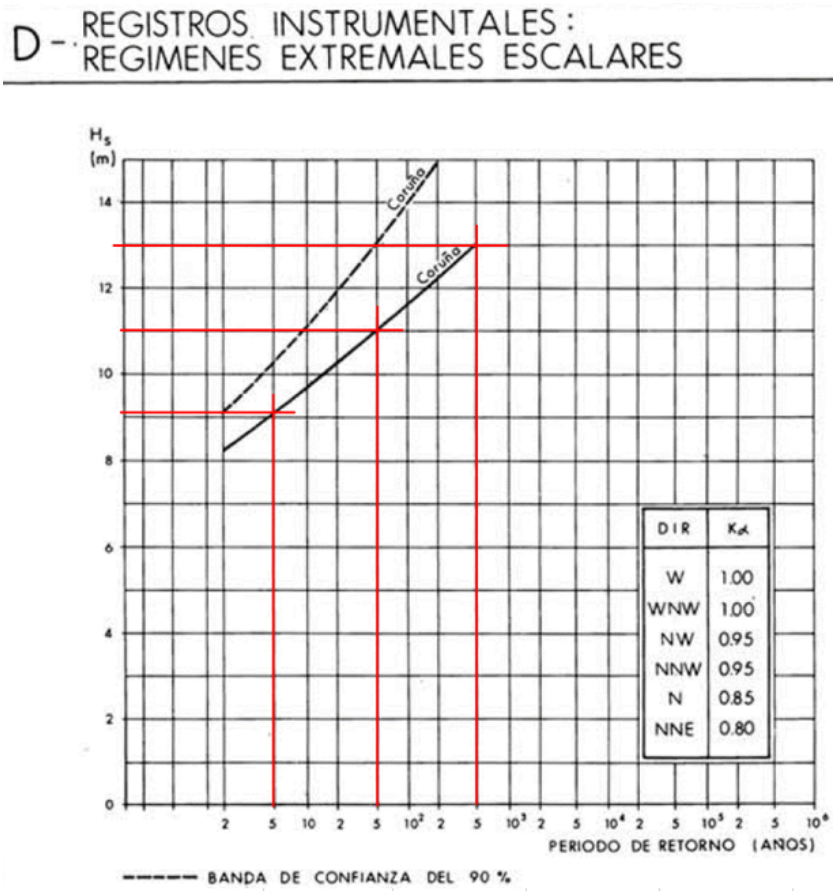

Figura 4.12: Régimen extremal de altura de ola significante para la zona II de la costa española según [10]

Para otros periodos de retorno, se utiliza el registro de regímenes extremales de la ROM 0.3-91 [10] (figura 4.12) de la zona de proyecto, donde se muestran las alturas de ola significante de oleajes no modificados para distintos periodos de retorno. Se obtienen las alturas de ola correspondientes a periodos de retorno de 500 años, para el oleaje extraordinario, 50 años, para el oleaje de diseño y obtención del coeficiente de modificación del oleaje, de 5 años para obtención de un oleaje característico de la fase de construcción. Los valores resultantes de este análisis se muestran en la tabla 4.4.

4.1.5. Estabilidad en flotación

La estabilidad en flotación del cajón es una condición necesaria para el proceso constructivo utilizado en España en el que la estructura se construye en el agua y

Tabla 4.4: Alturas de ola de diseño para distintos periodos de retorno

Periodo de retorno	Altura de ola en el exterior	Ola de diseño
500 años	13.00 metros	2.25 metros
50 años	11.00 metros	1.90 metros
5 años	9.10 metros	1.57 metros

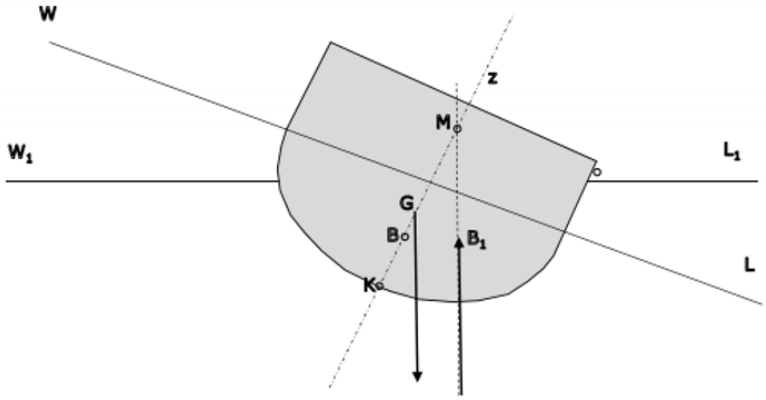

Figura 4.13: Esquema de puntos geométricos y fuerzas actuantes en el cálculo de estabilidad. [11]

se traslada hasta su zona de instalación a flote. A la hora de realizar la botadura desde la plataforma de construcción, durante el transporte y hasta el momento de su posicionamiento, el cajón debe de ser estable y tener la capacidad de recuperar la posición horizontal si en algún momento se desvía de esta debido al movimiento del agua.

La estabilidad del cajón se calcula utilizando la distancia entre el centro de gravedad del cajón con lastre (G) y el metacentro (M). A mayor separación entre ellos, más estabilidad, ya que el momento restaurador generado por el peso propio de la estructura y el empuje del volumen de agua desplazado es mayor (ver figura 4.13).

La distancia entre el centro de gravedad (G) y el metacentro (M) se calcula como:

$$GM = KB + BM – KG$$

Donde K es el punto más bajo de la base del cajón, y B es el centro de carena o centro de gravedad del volumen de agua desplazado. La distancia BM se calcula como [18]:

$$BM = \frac{I_{xx}}{\nabla}$$

Tabla 4.5: Valores de cálculo para la estabilidad de flotación.

	Celdas Cuadradas	**Celdas Circulares**	**Celdas Circulares 2**
Calado (m)	11.00	12.00	13.14
Altura de agua de lastre (m)	3.46	1.47	0.00
Inercia del plano de agua (m^4)	20 675	18 228	18 228
Volumen desplazado (m^3)	7 175	7 292	8 269
Radio metacéntrico, BM (m)	2.88	2.50	2.20
Centro de gravedad, KG (m)	6.00	7.10	8.03
Centro de carena, KB (m)	5.47	5.98	6.57
GM (m)	2.34	1.38	0.74

siendo:

I_{xx} el Segundo momento de inercia del plano de agua alrededor del eje débil

∇ el volumen de agua desplazado

El Manual de Cajones [5] recomienda un mínimo de 0.30 metros entre G y M para desplazamientos en aguas abrigadas y 0.50 metros en aguas abiertas. Los valores utilizados para el cálculo en flotación se resumen en la tabla 4.5. Se han intentado mantener calados similares para que los resultados del análisis estructural sean lo más parecidos posibles, pero debido a las importantes diferencias de posicionamiento del centro de gravedad de cada geometría hay una alta variabilidad en la altura de agua de lastre en las celdas interiores.

4.1.6. Casos de carga

Los casos de carga en Estado Límite Último para la verificación estructural del cajón se definen a partir de las indicaciones de [5]. Este propone la utilización de acciones características mayoradas o minoradas por coeficientes parciales de seguridad según el tipo de combinación. Los coeficientes propuestos por el Manual de Cajones se muestran en la tabla 4.6.

Las combinaciones de las acciones para Estado Límite Último a analizar son 6 y vienen definidas en [5]. Las siguientes secciones presentan cada una de estas combinaciones en detalle.

ELU1 – Flotación

La primera combinación de acciones corresponde con una situación del cajón recién construido y en estado de flotación. En este momento el interior del cajón se rellena con agua parcialmente para mejorar la estabilidad del cajón, pero limitando el peso de agua añadido para no sobrepasar el límite de calado del puerto. Esta

Tabla 4.6: Coeficientes parciales de seguridad de acciones en Estado Límite Último. [5]

		Estado Límite Último			
		Combinación Persistente o Transitoria		Combinación Excepcional	
Tipo de acción	Acción	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
Permanente (G)	Peso propio	1.00	1.35	1.00	1.00
	Empuje hidrostático	1.00	1.35	1.00	1.00
	Peso de las tierras	1.00	1.35	1.00	1.00
Permanente de valor variable (G*)	Empuje de tierras	1.00	1.50	1.00	1.00
Sobrecargas (Q)	Uso y explotación	0.00	1.50	0.00	1.00
Sobrecargas climáticas (Q)	Oleaje	0.00	1.50	0.00	1.00
Extraordinaria (A)	Sismo			0.00	1.00
	Oleaje Extraordinario			0.00	1.00

Tabla 4.7: Coeficientes parciales de la combinación ELU 1. [5]

Situación	**Peso Propio y Empuje Ascensional** P_0 **y** P_a	**Peso del agua** P_l	**Empuje Hidrostático** E_a
Fase Flotación, ELU1	1.00 / 1.35	1.35	1.35

combinación representa también el remolcado del cajón hasta la zona de posicionamiento, por lo que mantener una estabilidad alta de flotación es especialmente importante.

Para poder comparar las tres soluciones, se ha elegido para cada caso una combinación de calado y relleno de agua interior que produzcan una estabilidad suficiente y con calados del orden de 11-12 metros. En el ejemplo de la figura 4.14 se ve el caso del cajón con aligeramientos cuadrados, en el que se mantiene una estabilidad suficiente introduciendo 3.46 metros de altura de agua en el interior de las celdas, y el calado es de 11 metros. Tras analizar los resultados, queda claro que esta combinación no es un caso crítico para la viabilidad del hormigón con fibras, por lo que no se ha analizado más en detalle las posibles combinaciones de agua en el interior y calado exterior.

En esta combinación de cargas estarán actuando sobre el cajón las presiones del agua tanto en el interior como en el exterior, así como el peso propio del cajón y el empuje vertical del agua. La tabla 4.7 resume los coeficientes aplicados a cada acción.

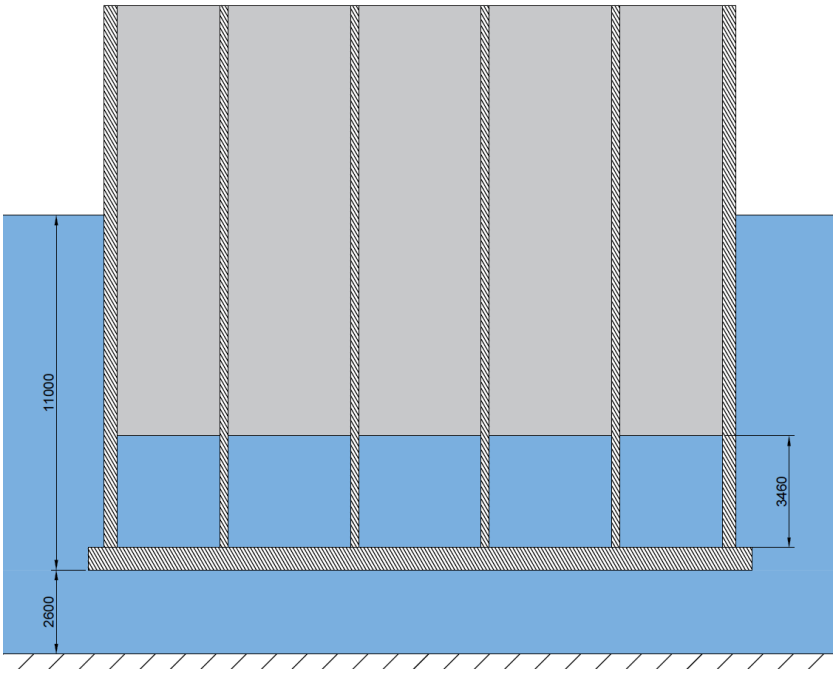

Figura 4.14: Combinación de cargas en Flotación - ELU 1, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

ELU2 – Fondeo

La fase de fondeo tiene lugar inundando las celdas interiores del cajón. Normalmente se llenan en su totalidad para asegurar que no se produce una reflotación del cajón, pero en el análisis se ha supuesto el peor caso, que corresponde con el mínimo de agua necesario para mantener el cajón en posición sin que se produzca la flotación, situación en la que existirá la máxima diferencia de altura de agua entre el interior y el exterior.

El nivel del agua en el exterior utilizado para el cálculo se corresponde con un nivel del mar máximo, momento en el comienza la marea decreciente, que es el momento recomendado para realizar la operación de fondeo [5]. Se supone que se evitará realizar la operación de fondeo en situaciones de altas mareas meteorológicas y condiciones climáticas adversas, por lo que se ha escogido el nivel máximo en servicio y no el nivel máximo extremo.

En la figura 4.15 se muestra el ejemplo del caso de fondeo para el cajón de celdas cuadradas, en el que la altura de agua mínima en el interior para realizar la operación es de 8.27 metros. En los otros casos, al tener una masa mayor de hormigón, el peso de agua introducido para fondear el cajón es menor.

En esta combinación de cargas estarán actuando sobre el cajón las presiones

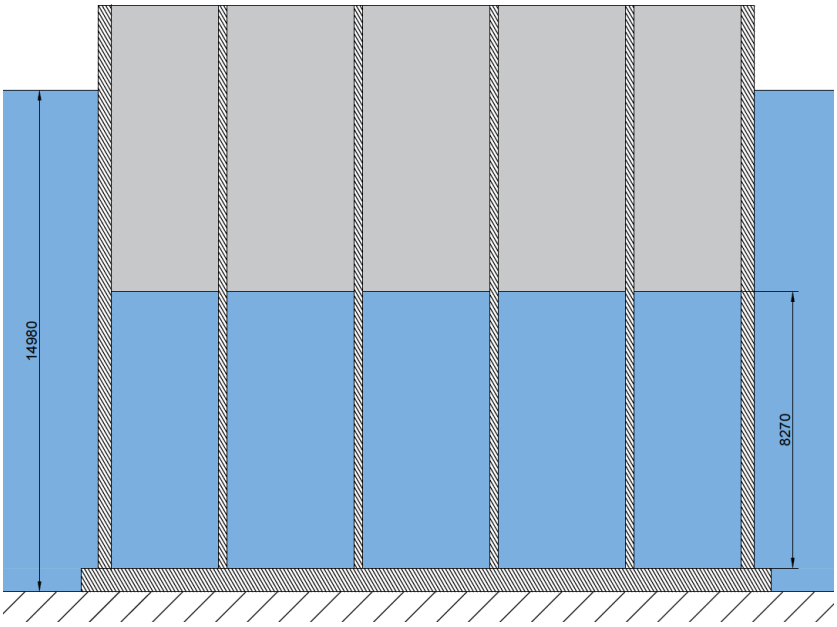

Figura 4.15: Combinación de cargas en Fondeo - ELU 2, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

Tabla 4.8: Coeficientes parciales de la combinación ELU 2. [5]

Situación	**Peso Propio y Empuje Ascensional** P_0 **y** P_a	**Peso del agua** P_l	**Empuje Hidrostático** E_a
Fase Fondeo, ELU2	1.00 / 1.35	1.35	1.35

del agua tanto en el interior como en el exterior, así como el peso propio del cajón y el empuje vertical del agua. La tabla 4.8 resume los coeficientes aplicados a cada acción.

ELU3 – Relleno de una celda, resto vacío

La tercera combinación en Estado Límite Último corresponde con la operación de relleno del cajón, en la que se llenan las celdas interiores del cajón de un material granular para asegurar el posicionamiento del cajón en su vida útil. Para que no existan restricciones a la hora de realizar la operación de llenado, se realiza el cálculo de esta fase en la situación más desfavorable posible, que coincide con el relleno en su totalidad de una celda, mientras que todas las adyacentes están vacías, situación en la que se produce la máxima diferencia de presión en las paredes interiores.

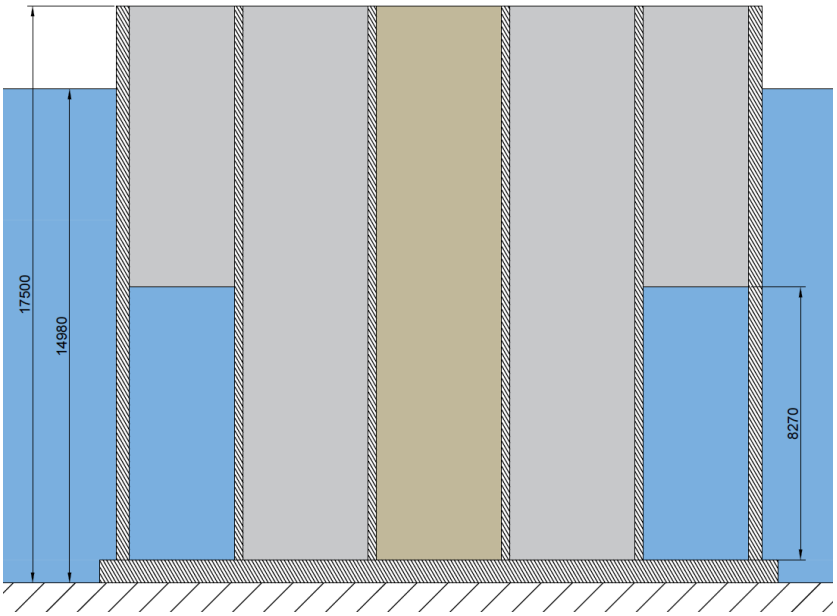

Figura 4.16: Combinación de cargas en Relleno - ELU 3, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

Tabla 4.9: Coeficientes parciales de la combinación ELU 3. [5]

Situación	**Acciones Horizontales** **Peso del Relleno**
	E_r
Fase Relleno, ELU3	1.50

Si bien es cierto que vistos los resultados esta no es la situación más crítica para la utilización del hormigón con fibras, en la geometría de aligeramientos cuadrados pueden aparecer situaciones en las que no se puede realizar el relleno de esta manera porque produciría el fallo de la estructura. En caso de ser necesario, se podría relajar el cálculo de esta fase si se establece un plan de relleno específico a respetar durante la construcción, en el que las diferencias de presión entre celdas contiguas sean menores.

En esta combinación de cargas estarán actuando sobre el cajón las presiones del agua tanto en el interior como en el exterior, así como el peso propio del cajón y el empuje vertical del agua. La tabla 4.9 resume los coeficientes aplicados a cada acción.

Tabla 4.10: Coeficientes parciales de la combinación ELU 5. [5]

Situación	**Empuje Seno de la Ola**	**Acciones Horizontales Peso del Relleno**	**Empuje Hidrostático**
	E_{s0}	E_r	E_a
Fase Seno, ELU5	1.50	1.50	1.35

ELU4 – Servicio

El caso de carga de servicio no se ha tenido en cuenta en el cálculo porque la carga de uso y explotación se ha considerado como una carga permanente debido a la naturaleza de la función del cajón.

ELU5 – Oleaje en seno

Este caso de carga, junto con el descrito en la siguiente sección, representan el comportamiento de la estructura en situación de servicio. En esta fase, la acción del oleaje da lugar a dos casos de carga alternativos: sobrepresiones en la cara exterior debido a la cresta de la ola, y depresiones en las cara exterior debidas al seno de la ola. Esta sección detalla la situación de la ola en su paso por el seno.

La ola de diseño para esta fase se corresponde con la descrita en la sección 4.1.4, con un periodo de retorno de 50 años [5]. El cálculo de las presiones o inducidas por el paso del oleaje se calculan según lo descrito anteriormente en la sección 3.3.3 utilizando [8] y [7].

En la figura 4.17 se muestra el estado del cajón en el momento de cálculo, y en la figura 4.18 se representan las acciones actuantes horizontales sobre una pared exterior. El nivel del mar se encuentra en su punto más bajo para acentuar aún más el efecto del paso del seno, que produce una depresión del nivel del mar de 1.72 metros. Debido a que la longitud de onda del oleaje de cálculo es de 149 metros y el espesor del cajón es tan solo de 19 metros, se ha supuesto que la depresión del nivel del mar se produce homogéneamente alrededor de todo el cajón.

Como veremos en el apartado de resultados, esta situación será la más crítica a la hora de encontrar una solución de hormigón reforzado con fibras. La suma de descenso del nivel del mar junto con la subpresión dinámica inducida por el paso del seno supone un desnivel entre las presiones interiores y exteriores muy importante, lo que favorece la aparición de importantes momentos de flexión en las zonas intermedias y de las paredes exteriores del cajón. Para penalizar aún más el fenómeno, los coeficientes de combinación propuestos en [5] resumidos en la tabla 4.10 incrementan el valor de la subpresión, así como de las fuerzas ejercidas desde el interior del cajón.

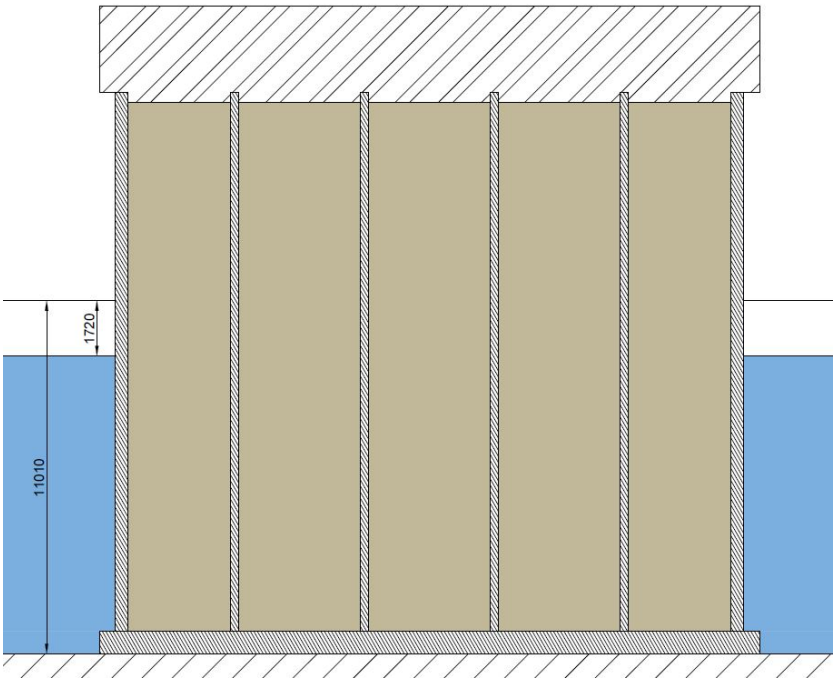

Figura 4.17: Combinación de cargas en Oleaje en Seno - ELU 5, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

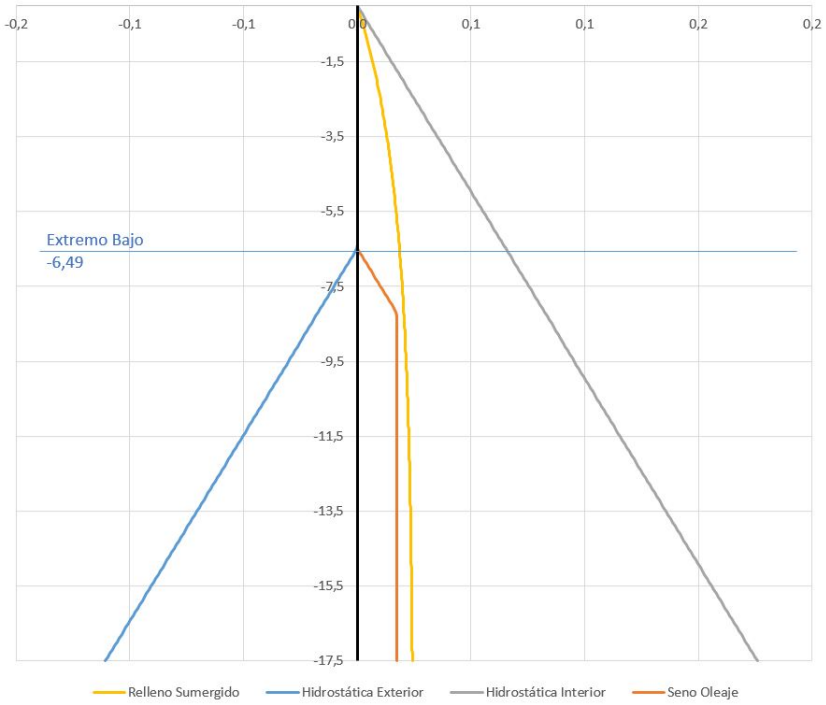

Figura 4.18: Combinación de cargas en Oleaje en Seno - ELU 5, ejemplo de cargas en cajón con aligeramientos cuadrados.

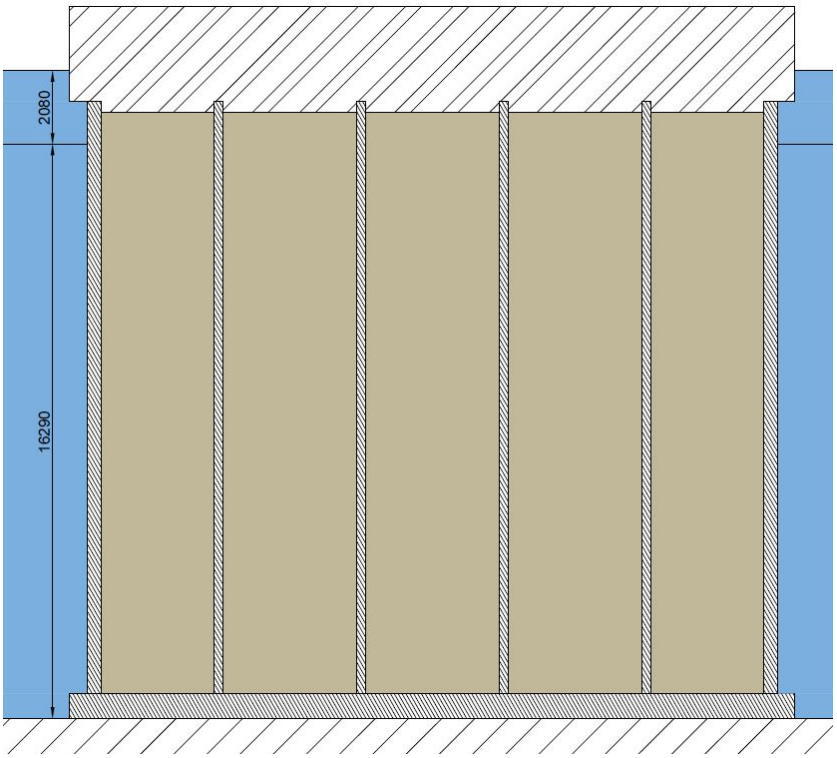

Figura 4.19: Combinación de cargas en Oleaje en Cresta - ELU 6, ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

ELU6 – Oleaje en cresta

Este caso de carga se corresponde con una situación de servicio en la que el nivel del mar se encuentra en su máximo y se analiza el momento en el que el oleaje de diseño golpea la estructura en su punto más alto al paso por la cresta de la onda. Las condiciones de la ola de diseño y de altura del oleaje son las mismas que las descritas en la sección anterior

Tabla 4.11: Coeficientes parciales de la combinación ELU 6. [5]

Situación	**Empuje Cresta de la Ola** E_{s0}	**Acciones Horizontales Peso del Relleno** E_r	**Empuje Hidrostático** E_a
Fase Cresta, ELU6	1.50	1.00	1.00

4.2. Modelización en elementos finitos

El análisis estructural del cajón se realiza mediante simulación en elementos finitos utilizando el software ANSYS [19]. El proceso de análisis comienza con la modelización de la estructura en tres dimensiones, que posteriormente se divide en una malla de pequeños elementos individuales, denominados elementos finitos, que según el tipo utilizado cuentan con un número determinado de nodos. Este proceso de mallado, descrito en la sección 4.2.1 debe de hacerse cuidadosamente, pues según la discretización utilizada los resultados pueden variar.

Para asegurar que la discretización y las condiciones utilizadas representan realmente el comportamiento que deseamos se realiza una prueba de validación, en la que se modela un caso sencillo del cual se conoce la solución teórica y se compara con los resultados de ANSYS. Esta validación se explica en detalle en la sección 4.2.2.

Una vez la estructura está mallada se aplican las condiciones de contorno en los nodos (sección 4.2.3), tanto de carga como de apoyo, y el software resuelve las ecuaciones de compatibilidad entre ellos. El resultado final es una serie de desplazamientos nodales que se traducen en tensiones.

4.2.1. Malla

La discretización de la estructura en elementos finitos es el primer paso del análisis y también un paso crítico a la hora de representar correctamente el comportamiento de la estructura y extraer unos resultados de calidad. La malla debe de ser lo suficientemente fina para ser capaz de obtener resultados precisos, pero no contener tantos elementos que no sea manejable en términos de computación.

Una vez que se ha modelado la geometría descrita en la sección 4.1.2 en el modelizador de ANSYS se hace una primera discretización manual (ver figura 4.20) en sólidos independientes que permite guiar el mallado en elementos finitos. Estas divisiones se realizan de forma que todos los sólidos resultantes se puedan mallar con elementos hexaédricos, lo cual facilita el trabajo de mallado del software al respetar las divisiones creadas. Esto se hace con la finalidad de obtener una malla formada únicamente por elementos finitos de tipo HEX20.

El elemento finito HEX20 es un hexaedro con 20 nodos distribuidos en sus 8 esquinas y en los puntos intermedios de sus vértices. Este elemento es muy robusto a la hora de representar el comportamiento de estructuras sólidas y especialmente en elementos de paredes delgadas sometidas a flexión como es nuestro caso [20], [19]. Además de representar correctamente el comportamiento que pretendemos simular, los elementos HEX se adaptan muy bien a la geometría que se ha discretizado, lo que permite tener elementos de alta calidad con un número reducido.

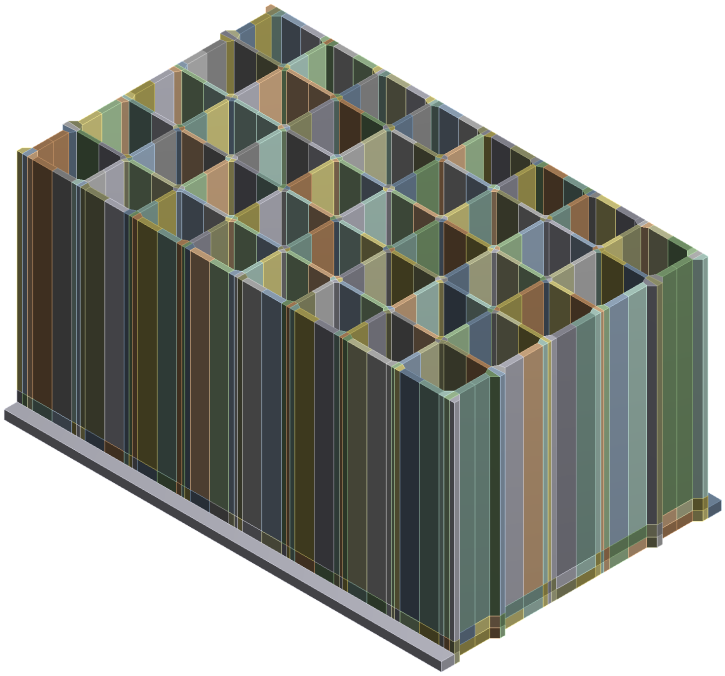

Figura 4.20: División de la geometría en sólidos. Ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

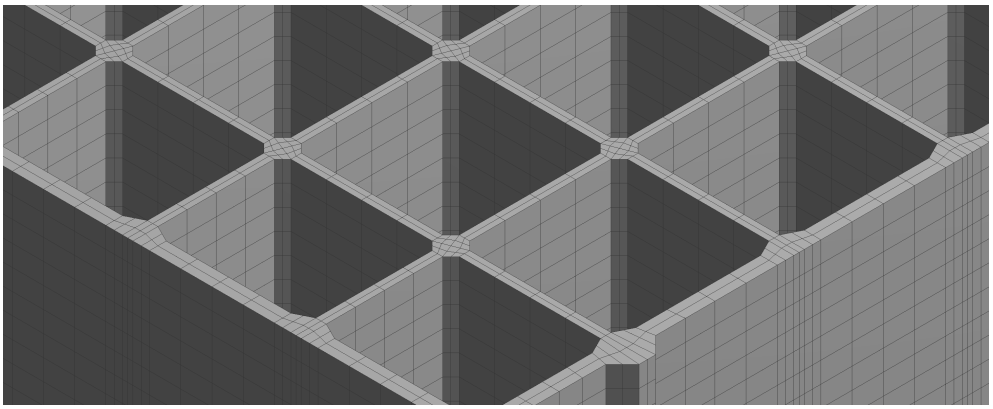

Figura 4.21: Detalle de la malla de elementos finitos en las paredes interiores. Ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados.

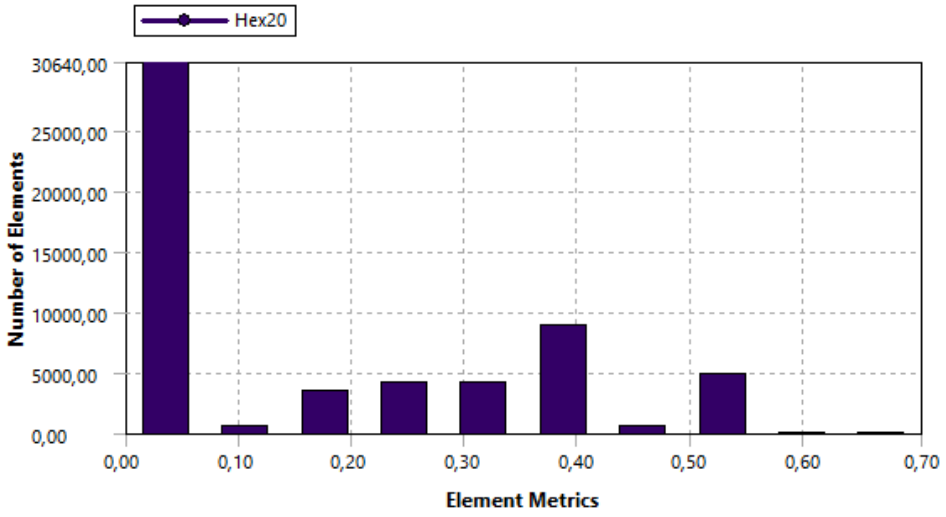

Figura 4.22: Distribución de elementos finitos en la malla en función del tipo de elemento y oblicuidad (skewness). Cajón con aligeramientos cuadrados.

La figura 4.22 representa la métrica *oblicuidad* o *skewness* de los elementos utilizada para medir la calidad de la malla. La métrica representa la desviación de los ángulos de los elementos de la malla respecto a los ángulos que tendría el elemento ideal. Como se puede observar, la mayoría de los elementos tienen una alta calidad (oblicuidad próxima a cero), y todos respetan el criterio de calidad recomendado por ANSYS [19]: aceptable entre 0.80-0.95, bueno entre 0.50-0.80, muy bueno entre 0.25-0.50 y excelente si menor que 0.25.

En términos de computación, la malla es un factor determinante en el tiempo necesario para resolver el sistema. Cada nodo de un elemento finito tiene 6 DOF (Degrees Of Freedom, grados de libertad), tres rotaciones y tres traslaciones en el espacio. Cada uno de estos grados de libertad se representa en la matriz global de la estructura con una ecuación que ha de ser resuelta para cada caso de carga. Por lo tanto, a mayor número de elementos, mayor tamaño de la matriz global y mayor tiempo de computación, al igual que mayor capacidad de almacenamiento necesaria para almacenar toda la información. Con el equipo disponible para realizar los cálculos se determinó que mallas con más de 2 millones de grados de libertad serían demasiado grandes para poder trabajar con fluidez, por lo que se ha intentado respetar ese límite siempre que los resultados obtenidos sean lo suficientemente precisos. Las mallas utilizadas en el análisis cuentan con $3{\cdot}10^5$ elementos y 1.8 millones de grados de libertad para el caso de aligeramientos cuadrados; $5.3{\cdot}10^5$ elementos y 3.2 millones de grados de libertad para el caso de celdas circulares y $5.7{\cdot}10^5$ elementos y 3.4 millones de grados de libertad para el caso de celdas circulares con rellenos.

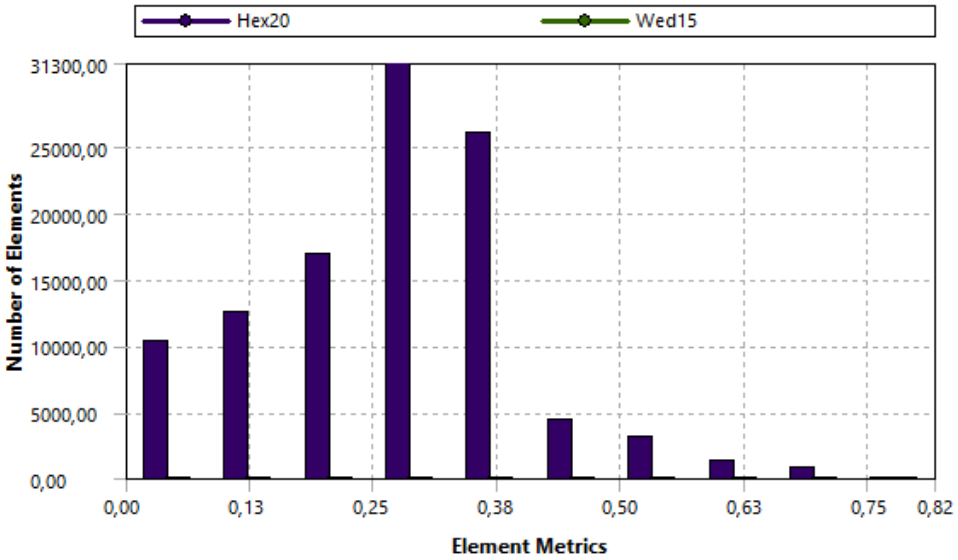

Figura 4.23: Distribución de elementos finitos en la malla en función del tipo de elemento y oblicuidad (skewness). Cajón con aligeramientos circulares.

En las geometrías con celdas circulares ha sido necesario superar el límite impuesto de fluidez por la dificultad del mallado de superficies circulares y paredes interiores muy finas con elementos hexaédricos. En las figuras 4.24 y 4.25 se pueden ver las discretizaciones en planta de las geometrías de celdas cuadradas y circulares respectivamente, y se puede observar cómo las divisiones necesarias para mallar con elementos hexaédricos las paredes interiores de las celdas circulares son mucho más densas. La figura 4.23 representa de nuevo la métrica de oblicuidad y se puede ver cómo la calidad general de los elementos es un poco peor que en el caso de las celdas cuadradas, e incluso aparecen elementos del tipo WED15 en la solera (se han mantenido porque aparecen en la solera en zonas de poca utilización estructural) que son elementos prismáticos de planta triangular, que el software ha necesitado incluir por no ser capaz de hacer un mallado puramente hexaédrico.

La figura 4.26 detalla la zona de las celdas de relleno de la matriz circular. Esta zona es especialmente conflictiva a la hora de realizar el mallado ya que no solamente tiene superficies curvas que son sensibles al mallado, si no que además tiene una geometría muy poco regular y dificilmente divisible en secciones que se pueden mallar con elementos hexaédricos. Los elementos de menor calidad del mallado (oblicuidad del orden de 0.70) se encuentran en estas zonas, por lo que se ha prestado especial atención a que respeten la calidad necesaria recomendada por ANSYS [19].

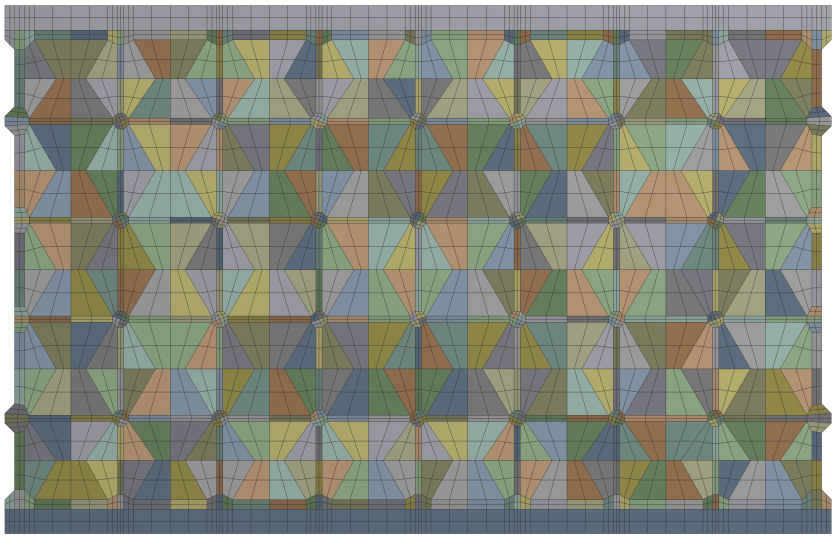

Figura 4.24: Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Cajón con aligeramientos cuadrados.

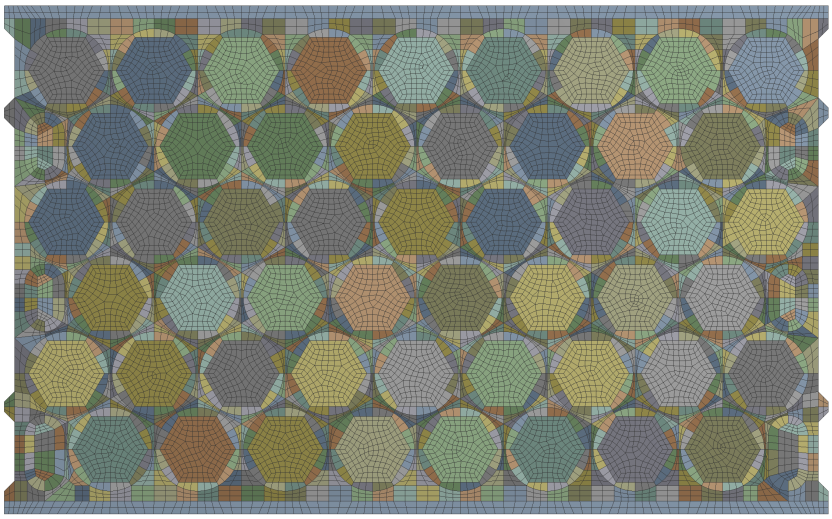

Figura 4.25: Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Cajón con aligeramientos circulares.

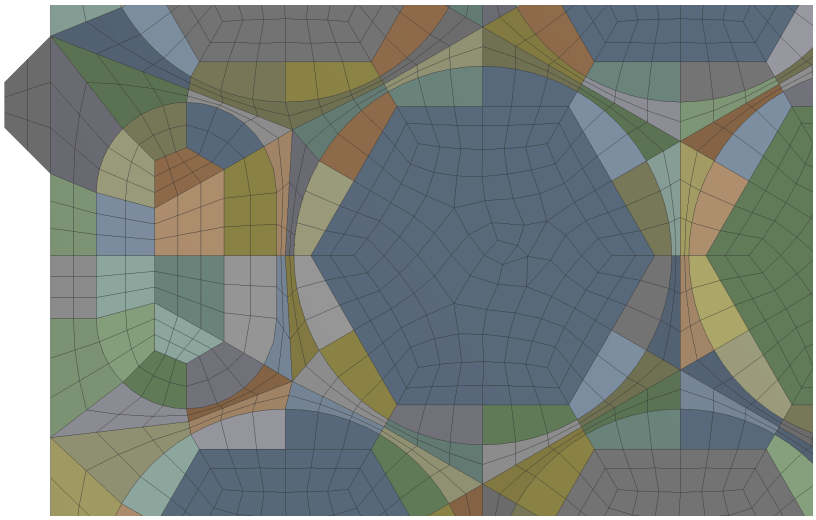

Figura 4.26: Vista en planta de la discretización en elementos finitos. Código de color por sólidos. Detalle en zona de conflicto del cajón con aligeramientos circulares.

4.2.2. Validación del modelo

Antes de dar por válidos los resultados del modelo en ANSYS es necesario comprobar que los valores que vemos son coherentes y que están representando el comportamiento que deseamos. Para ello se comparan algunos resultados con modelos teóricos de valor conocido. En las siguientes secciones se comprueban los dos puntos más críticos de la estructura: el momento de apoyo en el encuentro del fuste con la solera en la pared exterior más desfavorable y el momento flector en la dirección horizontal en una pared a media altura de una pared exterior. Por último se comprueba la influencia de la malla en los resultados obtenidos utilizando modelos con distintos tamaños de elementos.

Momento de apoyo

Las figuras 4.28 y 4.29 muestran los resultados de tensiones de dos casos de carga en la dirección vertical del cajón obtenidos en una superficie que corta una pared exterior en su punto central (ver figura 4.27 donde se detalla la localización del elemento particular de análisis).

El modelo teórico de comparación para este caso es el presentado en [21] como placa empotrada en tres de sus lados y libre en el cuarto, sometida a una presión constante en toda su altura. El momento de apoyo en la base es:

$$M = -0{,}0556 q b^2$$

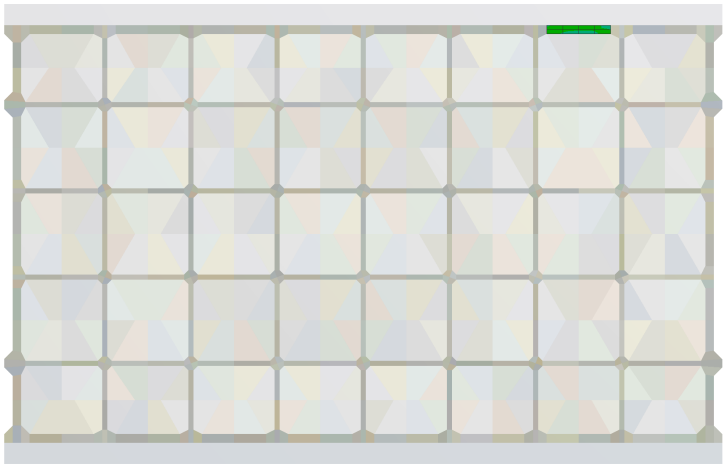

Figura 4.27: Localización de la pared en la que se realiza el análisis de validación. Cajón con aligeramientos cuadrados.

donde q es la presión uniforme aplicada sobre toda la placa y b es el ancho de la placa entre empotramientos.

En el caso de nuestro modelo, la carga no es constante si no que varía con la altura y producto de una diferencia de presión entre el interior y el exterior, linealmente en el interior y el exterior en el caso de fondeo, y de forma no constante en el paso del seno. Se ha introducido como valor de q la presión a la altura del momento máximo, correspondiente al punto de contacto entre la pared exterior y la solera, a 70 centímetros de la base del cajón. El resultado del modelo teórico debería de ser, por tanto, ligeramente superior al obtenido con el modelo de ANSYS.

Adicionalmente, el modelo teórico supone tres apoyos completamente rígidos, mientras que en el modelo de ANSYS se trata de una placa continua con refuerzos mediante las paredes en la dirección perpendicular. El ancho entre empotramientos teórico, b, se ha fijado en 3.80 metros, correspondiente a la distancia entre paredes interiores. El momento teórico en la base es por tanto:

- Caso de carga Fondeo: q = 0.0816 MPa y M = -65.52 KNm
- Caso de carga Paso del Seno: q = -0.1538 MPa y M = 123.48 KNm

Los resultados del análisis de elementos finitos dan como resultado:

- Caso de carga Fondeo: M = -45.93 KNm, diferencia del 29.9 %
- Caso de carga Paso del Seno: M = 87.47 KNm, diferencia del 29.2 %

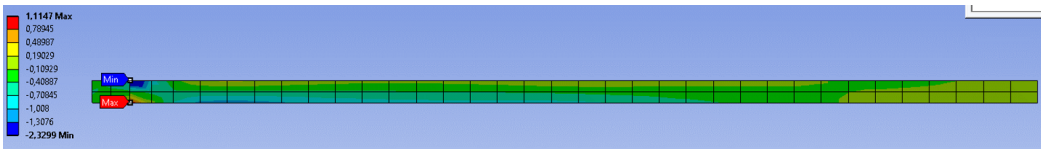

Figura 4.28: Resultados de tensiones en la dirección vertical para el caso de carga de Fondeo.

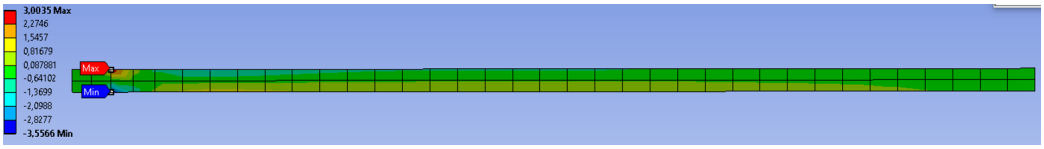

Figura 4.29: Resultados de tensiones en la dirección vertical para el caso de carga de Oleaje en Seno.

Con este análisis se comprueba que el sentido de los momentos es el correcto y que el orden de magnitud de los resultados es adecuado. La diferencia del 29 % en ambos casos es coherente con la diferencia de los modelos, ya que la presión sobre la placa no es constante sino que se reduce con la altura en el modelo de ANSYS. Además, según los valores dados en [21] la zona de influencia del momento de apoyo debería de extenderse una distancia de alrededor de 0.125 veces la separación entre empotramientos, que aquí serían 0.475 metros, coherente con la zona de influencia que se ve en las figuras 4.28 y 4.29 de alrededor un elemento HEX20, que tiene una longitud de 0.50 metros.

Momento flector máximo

El otro punto crítico de la estructura es el momento flector en la dirección horizontal en las paredes exteriores, cuyo valor máximo se encontrará más arriba o más abajo en función del caso de carga. En la figura 4.30 se ven los resultados para el caso de carga de fondeo. En ella se ve como la flexión máxima se encuentra cerca del tercio bajo de la estructura.

El modelo teórico con el que se compara este caso es con una placa bi-empotrada

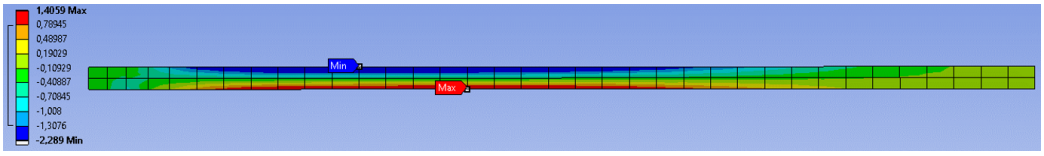

Figura 4.30: Resultados de tensiones en la dirección horizontal para el caso de carga de Fondeo

en sus extremos y de longitud infinita en el sentido longitudinal. La carga q de la placa corresponde con la diferencia entre la presión interior y exterior en el punto de comparación del modelo de ANSYS. El valor del momento en el centro de la placa es:

$$M = \frac{qL^2}{24}$$

donde L es la distancia entre empotramientos, supuesta aquí 3.80 metros, distancia entre puntos interiores de las paredes laterales.

El momento se analiza en dos secciones en los alrededores del momento máximo, a unas alturas de 4 y de 6 metros. Los resultados del análisis teórico son:

- Altura 4 metros: $q_{exterior}$= 0.1490 MPa; $q_{interior}$=0.0674 MPa; q=0.0816 MPa; M=49.10 KNm
- Altura 6 metros: $q_{exterior}$= 0.1219 MPa; $q_{interior}$=0.0402 MPa; q=0.0816 MPa; M=49.10 KNm

Como la pendiente de la carga horizontal interior y exterior es la misma, correspondiente al empuje hidrostático, la presión neta resultante es la misma y por lo tanto el momento es constante. Sin embargo, en el modelo tridimensional de ANSYS el momento si que varía en función de la altura al tener en cuenta todos los movimientos de los alrededores de la pared exterior:

- Altura 4 metros: M=47.55 KNm, diferencia del 3.17 %
- Altura 6 metros: M=48.95 KNm, diferencia del 0.32 %

Con este análisis se comprueba que los valores obtenidos con el modelo de elementos finitos son similares a los obtenibles con el modelo teórico, por lo que se puede confirmar el correcto comportamiento del modelo en la dirección horizontal.

Influencia de la malla

Por último, y para comprobar la influencia del mallado en los resultados, se han creado 6 modelos representando una pared exterior de 400 milímetros de espesor y 17.50 metros de altura utilizando distintos mallados. Para eliminar la influencia del resto de la estructura, se ha simplificado el modelo y se han establecido las condiciones de contorno de la forma más similar posible a los modelos teóricos presentados.

En la figura 4.31 se pueden ver las mallas de los 6 modelos utilizados, y en la tabla 4.12 se muestran las divisiones utilizadas para el mallado y los resultados.

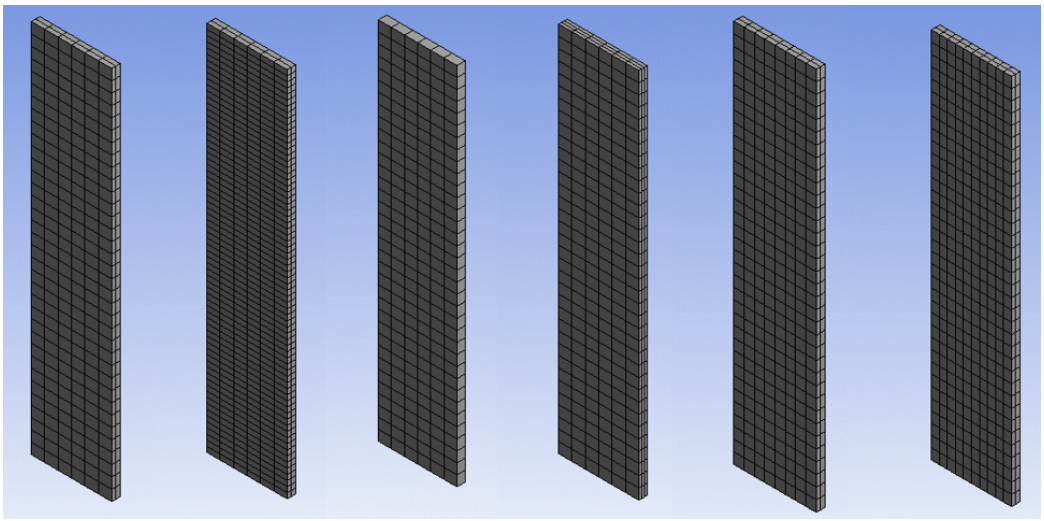

Figura 4.31: Diferentes modelos utilizados para el análisis de influencia de la malla. De izquierda a derecha, modelos 1-6.

Tabla 4.12: Descripción de la malla utilizada en los modelos de influencia de la malla y resultados obtenidos.

Modelo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Divisiones verticales	35	70	35	35	35	35
Divisiones horizontales	6	6	6	6	8	10
Divisiones espesor	2	2	1	3	2	2
Momento (KNm) a 6.00 metros	52.02	52.02	51.60	52.48	50.83	50.32
Momento apoyo (KNm)	64.96	67.13	64.35	67.88	64.28	63.95

El momento a 6 metros de altura corresponde con el momento flector en el centro de vano aplicando una presión constante en toda la placa de 0.816 MPa y con dos empotramientos perfectos en los laterales de la pared, teniendo los otros extremos libres. El valor de momento de apoyo corresponde con el valor en el apoyo inferior en el centro de vano, aplicando una presión constante en toda la placa de 0.816 MPa y con tres empotramientos perfectos, dos en los laterales y el tercero en el lado inferior. De las secciones anteriores sabemos que el momento a 6 metros de altura teórico es 49.10 KNm y el momento de apoyo teórico es 65.52 KNm

De los resultados se pueden extraer varias conclusiones. En primer lugar, la influencia de la malla entre los casos analizados es muy pequeña, con variaciones máximas de 5-6 % entre los modelos. Se puede ver cómo el número de divisiones verticales tiene bastante influencia en el cálculo del momento de apoyo pero apenas afecta a los momentos horizontales, y parece que un mayor número de divisiones en el espesor de la pared ofrecería mejores resultados.

Tras este análisis se ha decidido hacer un mallado con 36 divisiones en vertical, con un tamaño de elemento de 0.50 metros, que se ajusta en la zona inferior a los 0.70 metros de la solera, ya que el momento crítico es el horizontal. En cuanto a las divisiones en el espesor de las paredes, en el caso de aligeramientos cuadrados se han mantenido 2 divisiones porque la diferencia de aumentar a 3 divisiones es relativamente bajo (del orden de un 4 %) y el peso computacional necesario aumentaría un 50 %. En el caso de los aligeramientos circulares, se utilizan 4 divisiones para poder ajustar los elementos a los espesores variables de las paredes interiores y exteriores. En cuanto a las divisiones horizontales, se han mantenido las 6 divisiones originales porque aumentar a un mayor número ofrece resultados menos conservadores.

4.2.3. Condiciones de contorno

Tras haber modelado en tres dimensiones la estructura y haberla discretizado, se procede a introducir en el software de elementos finitos las condiciones de contorno de los casos de carga descritos en la sección 4.1.6. Se crea un modelo independiente para cada caso de carga y se aplican las presiones resultantes de la suma de todas las acciones consideradas en el interior y en el exterior del cajón. Las cargas introducidas en el modelo están mayoradas o minoradas según los coeficientes de combinación vistos anteriormente.

En las figuras 4.32 y 4.33 se pueden ver dos ejemplos de las cargas introducidas de esta manera en el cajón. La primera corresponde a la presión ejercida por el agua en las paredes exteriores del cajón en el momento del paso del seno, por lo que que la mitad superior del cajón no tiene presión, mientras que la mitad inferior tiene una distribución creciente con un pico negativo debido a la alta subpresión dinámica generada por el seno. La segunda se corresponde con las cuatro cargas introducidas para las paredes de las celdas interiores del cajón con aligeramientos cuadrados, en el que según el tipo de celda es ligeramente diferente.

Para que se pueda realizar el cálculo del modelo, este debe cumplir la condición de estar en equilibrio y que no existan desplazamientos de cuerpo rígido. La solución más utilizada para esta condición con el software ANSYS consiste en introducir las reacciones de equilibrio como cargas adicionales, de tal forma que la estructura está equilibrada de forma global.

En el eje horizontal la estructura está equilibrada por sí misma, mientras que en el eje vertical se introducen las reacciones de apoyo con el suelo. Para ello se divide la carga en zonas según las cargas verticales que ha de soportar. En la figura 4.34 se ve un ejemplo de la introducción de las presiones de equilibrio en la cara inferior del cajón, en concreto la correspondiente a las celdas interiores.

Una vez que las cargas están equilibradas, se introducen 6 condiciones adicionales que permiten asegurar al software que no se están produciendo movimientos

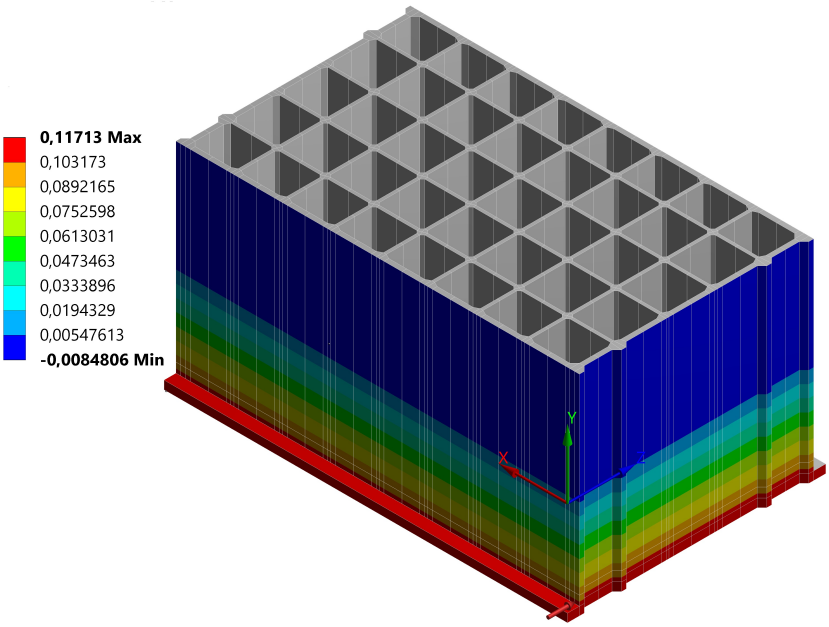

Figura 4.32: Aplicación de la presión del agua en el exterior del cajón. Caso de carga paso del seno, cajón con aligeramientos cuadrados.

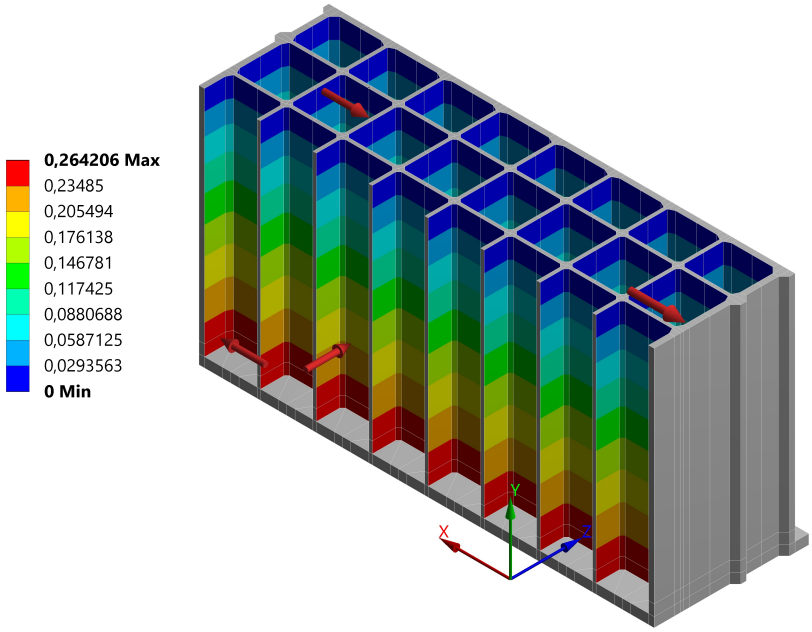

Figura 4.33: Aplicación de la presión interior horizontal a cada celda según su tipo. Caso de carga en servicio con cajón completamente lleno.

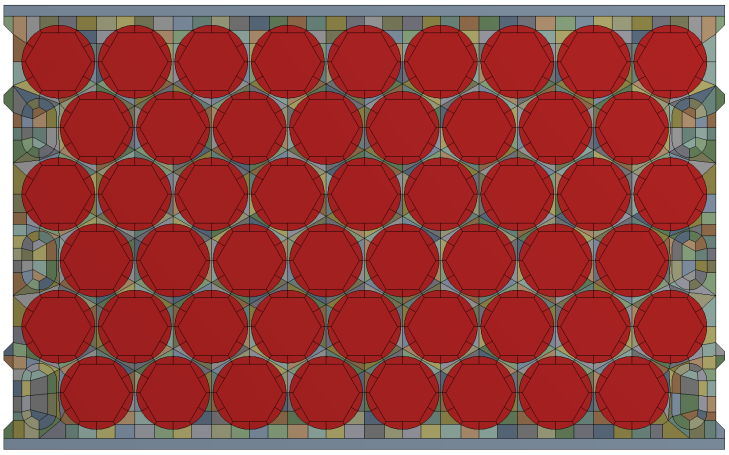

Figura 4.34: Aplicación de las presiones de equilibrio en las superficies inferiores de la solera correspondientes a las celdas interiores. Caso de carga en servicio con cajón de aligeramientos circulares reforzado.

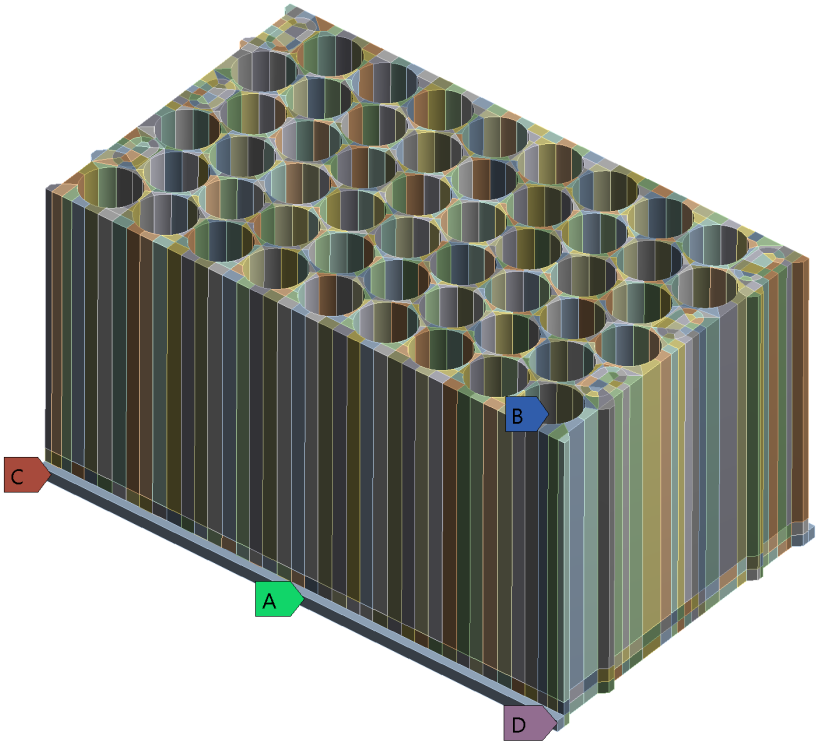

Figura 4.35: Nodos utilizados para condiciones de equilibrio. Nodos A y B son nodos fijos. Nodos C y D son simétricos para deformaciones verticales.

de cuerpo rígido en ninguna rotación ni traslación. Para ello se establecen las siguientes condiciones (la figura 4.35 representa los nodos utilizados):

- Nodo fijo en las 3 direcciones del espacio: el nodo A está completamente fijo, lo que introduce 3 condiciones de desplazamiento.
- Nodo fijo en 2 direcciones: el nodo B está fijo en dos direcciones, vertical y horizontal, introduciendo 2 condiciones de rotación.
- Condición de deformación vertical simétrica: debido a la simetría de la geometría y de las cargas, la deformación vertical de los nodos C y D debe de ser la misma, por lo que se utiliza como condición que restringe la tercera rotación en el espacio.

Al haber introducido una condición de carga autoequilibrada, las reacciones en los nodos fijos deben de ser cero. Estos solamente restringen los movimientos de cuerpo rígido desde un punto de vista de cálculo del software. Para comprobar que las cargas introducidas están equilibradas entre ellas, el software permite obtener las fuerzas de reacción que soportan los nodos fijos introducidos, por lo que tras cada caso de carga se comprueban para confirmar que las condiciones introducidas no están afectando a la solución del sistema.

4.2.4. Paso de tensiones a axil y momento

Una de las características del software de elementos finitos ANSYS es su diseño generalista, que se adapta a todo tipo de aplicaciones. Al no ser un software específico para el cálculo estructural en ingeniería civil no está preparado para dar resultados en forma de momentos y esfuerzos axiales, sino que muestra los resultados en forma de tensiones. Para poder analizar las secciones con el diagrama de interacción axil-momento flector definido en la sección 2.9 se necesita una forma de traducir las tensiones a estas magnitudes.

El Manual de Cajones [5] indica cómo hacer esta traducción utilizando la hipótesis de distribución lineal de tensiones en el interior de una sección, de tal forma que se puede separar el estado tensional de una sección en la suma de dos estados independientes, causados por un esfuerzo axial y un momento flector (ver figura 4.36). Si las tensiones en las fibras extremas en la dirección perpendicular a una sección son σ_1 y σ_2, entonces:

$$N = h\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}; M = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\frac{I}{h/2}$$

donde:

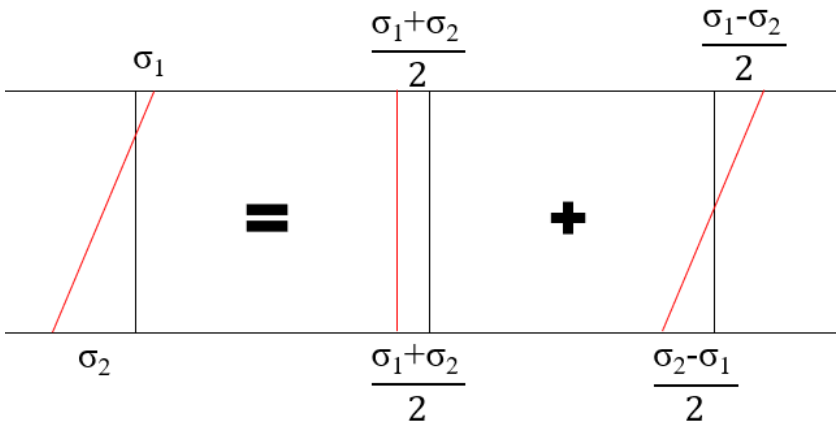

Figura 4.36: Estado tensional como suma de axial y momento flector.

N	Esfuerzo axial por unidad de longitud
M	Momento flector por unidad de longitud
h	Espesor de la sección considerada
I	Inercia por unidad de longitud de la sección considerada

Por lo tanto, se extraerán de ANSYS las tensiones en las caras exteriores e interiores de las paredes de las celdas y se realizará un post-procesado para obtener los esfuerzos axiales y los momentos flectores. Este post-procesado se hace utilizando Microsoft Excel.

4.3. Resultados

Los resultados de los análisis de elementos finitos llevados a cabo en ANSYS y post-procesados como se ha detallado en la sección anterior se muestran en esta sección. Las combinaciones de momento flector-esfuerzo axil se han obtenido para las zonas más solicitadas de la estructura, en toda la altura de las paredes interiores y las paredes exteriores de las celdas de los cajones.

Los resultados que se muestran en las siguientes secciones corresponden únicamente a esfuerzos en la dirección horizontal por dos razones fundamentales:

- El comportamiento y las solicitaciones a las que se verá sometida la solera dependerán en gran medida del terreno sobre el que repose el cajón, que variará según cada caso. La modelización detallada de un suelo en elementos finitos está fuera del alcance del proyecto, por lo que se ha simplificado el comportamiento de la base del cajón, y los esfuerzos en la zona inferior pueden no ser totalmente correctos. Por lo tanto, se propone la utilización

de hormigón armado tradicional, ya que la solera puede ser armada con armaduras pasivas de acero de forma sencilla mediante la prefabricación de una malla de armado horizontal en tierra y su colocación sobre la pontona previamente al inicio del hormigonado.

- Las solicitaciones verticales críticas se encuentran en el apoyo de las paredes de las celdas del cajón con la solera, en los primeros 50 centímetros del fuste. En el resto de la altura del fuste, las solicitaciones horizontales son mucho más importantes que las verticales, por lo que estas se desprecian. De igual forma que la solera puede ser armada con facilidad, se pueden introducir en la malla de armadura unos arranques verticales de transición a los fustes que mejorarían la unión de ambos elementos y el comportamiento de conjunto. Se propone la utilización de estos arranques de armadura pasiva para resistir los esfuerzos verticales en las uniones con la solera.

Los resultados se presentan sobre los diagramas de interacción (tracción positiva) vistos en la sección 2.9 de forma que si un punto está dentro de la zona admisible, el estado tensional no producirá el fallo de la sección, mientras que si se encuentra fuera, la sección fallará. Los resultados de momento-axil se dan para secciones de 1 metro de altura de forma que cada punto representa una sección, y las secciones se analizan cada 50 centímetros.

Para facilitar la interpretación de los resultados he decidido mostrar todas las combinaciones de cargas sobre un mismo diagrama que solamente muestra las curvas límite correspondientes a las propiedades del hormigón a 28 días. En caso de que los resultados sean favorables, se analizarán los casos de carga de la fase de construcción sobre las propiedades a corto plazo y se comprobarán también las resistencias a cortante. También para favorecer la facilidad de visualización, todos los momentos se han representado en el lado positivo ya que el diagrama es simétrico por la simetría de las secciones.

Se han separado los resultados en dos diagramas, uno correspondiente a las paredes exteriores del cajón, con un mayor espesor y capacidad resistente, y que tienen un comportamiento notablemente diferente a las paredes interiores, de menor espesor y capacidad resistente pero equilibradas entre ellas.

4.3.1. Cajón con aligeramientos cuadrados

En primer lugar se muestran los resultados correspondientes al cajón con celdas de aligeramiento de geometría cuadrada en planta. En la figura 4.37 se pueden ver los resultados en la dirección horizontal para las paredes interiores del cajón y en la figura 4.38 los correspondientes a las paredes exteriores.

Si analizamos los diagramas se pueden extraer varias conclusiones:

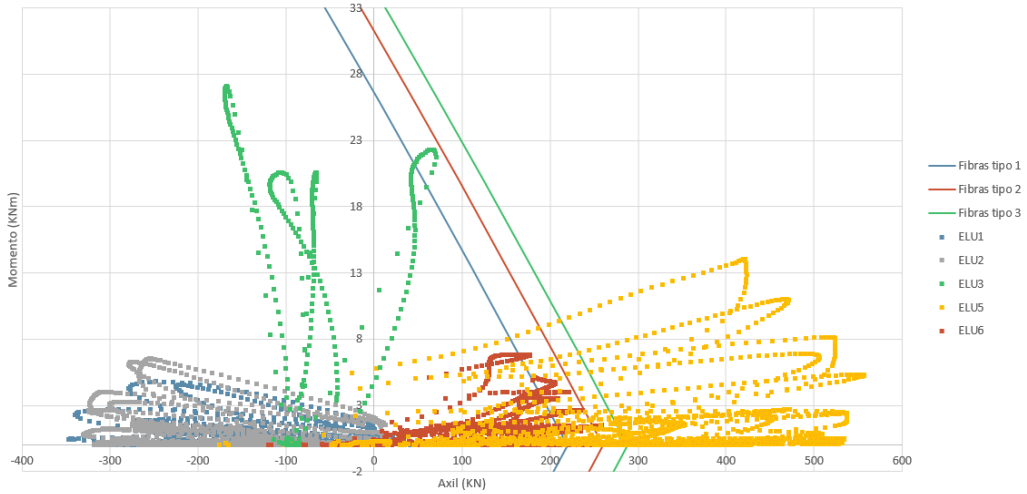

Figura 4.37: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos cuadrados.

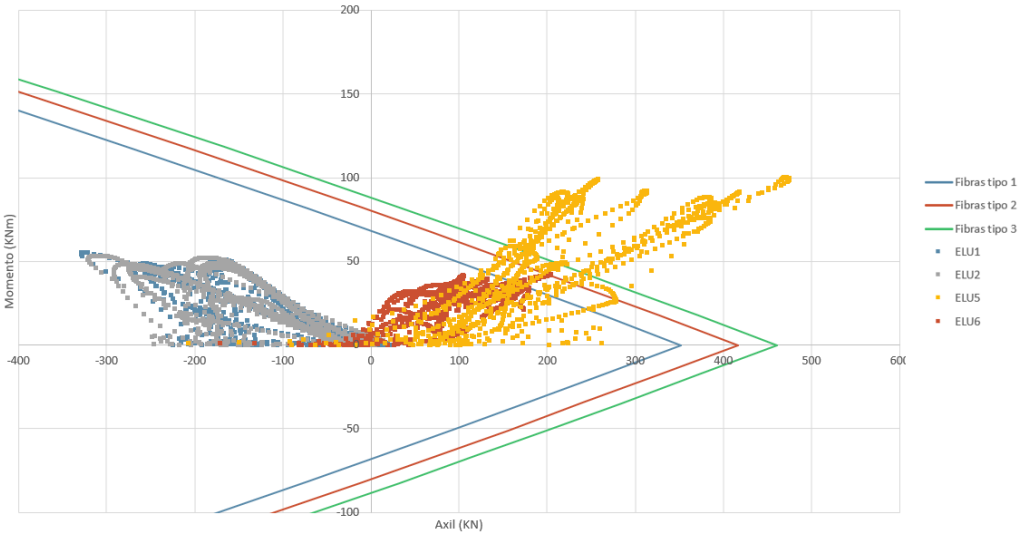

Figura 4.38: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos cuadrados.

- La primera y más destacable a primera vista, el caso de carga ELU5 (amarillo) correspondiente al estado de servicio y paso del seno del oleaje se encuentra fuera de la zona resistente, con valores de tracciones altos tanto en las paredes interiores como en las exteriores. Esta situación es resultado de la alta presión interior existente en el cajón debida a todo el peso de relleno que se encuentra en las celdas. Al combinar esta situación con un nivel del mar bajo y la depresión generada por el paso del seno, la alta diferencia de presión entre el interior y el exterior genera una importante fuerza hacia fuera del cajón que es resistida mediante una tracción generalizada de las paredes interiores y exteriores del cajón. Para visualizar mejor este comportamiento se ha añadido la figura 4.39 que muestra las deformaciones sufridas en este caso de carga.

- Además de la situación de paso del seno, en la situación de paso de la cresta ELU6 (rojo) también cuenta con tracciones generalizadas en paredes interiores y exteriores excepto en algunos puntos concretos. Esto indica que pese a la presión exterior del agua, la presión interior del relleno es tan alta que el cajón está actuando como un contenedor que impide que el relleno salga hacia el exterior.

- Los casos de carga de flotación (ELU1, azul) y fondeo (ELU2, gris) donde todavía no hay relleno y la presión exterior es superior a la presión del interior de las celdas tiene el comportamiento contrario. Se observa una compresión generaliza de las paredes interiores y exteriores que impiden el colapso hacia el interior del cajón. Estas situaciones de carga son mucho menos críticas ya que el hormigón resiste mucho mejor a compresión incluso con momentos importantes como se puede ver en el diagrama.

- Los valores de esfuerzos axiales son similares tanto en las paredes interiores como en las paredes exteriores, pero la mayor capacidad resistente de las paredes exteriores hace que estas tengan un porcentaje de utilización menor.

- Los valores de momento flector de las paredes interiores (máximos de 15 KNm en servicio) son mucho menores que las paredes exteriores (máximos de 100 KNm en servicio). Esto es debido a que las paredes interiores están autoequilibradas entre ellas, por lo que apenas aparecen momentos flectores en la dirección horizontal. Las paredes exteriores sin embargo actúan como placas bi-empotradas, con importantes momentos en apoyos y centros de vano.

- El caso de carga ELU3 (verde) de relleno de una celda y el resto del cajón vacío resulta en importantes momentos flectores en las paredes interiores

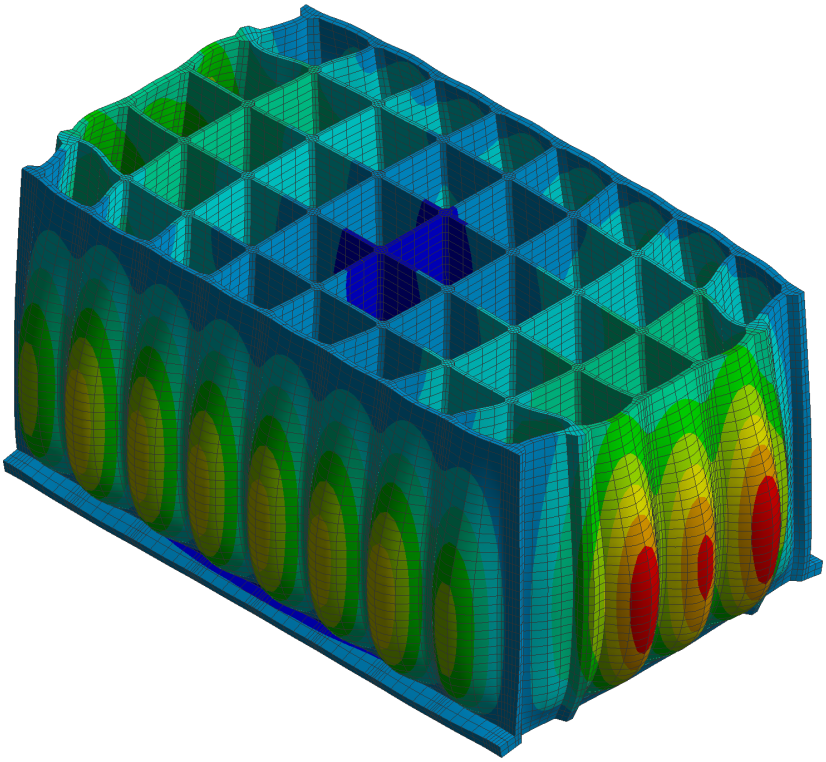

Figura 4.39: Deformaciones (amplificadas para visualización) del cajón en el caso de carga ELU5 con presiones exteriores bajas debidas al paso del seno del oleaje.

sobre las que actúa la presión del relleno, pero asumibles con las fibras tipo 2 y tipo 3.

4.3.2. Cajón con aligeramientos circulares

En esta sección se muestran los resultados correspondientes al cajón con celdas de aligeramiento de geometría circular en planta. En la figura 4.40 se pueden ver los resultados en la dirección horizontal para las paredes interiores del cajón y en la figura 4.41 los correspondientes a las paredes exteriores.

Si analizamos los diagramas se pueden extraer varias conclusiones:

- Pese a la variación de geometría sustancial de las celdas en el interior del cajón, el comportamiento general es muy similar al caso anterior. En los casos de carga en los que el interior de las celdas están rellenos aparecen importantes esfuerzos de tracción en las paredes interiores. Si bien es cierto que estos son bastante inferiores a los del cajón con aligeramientos cuadrados (alrededor de un 30 % menores), debido a la menor capacidad resistente

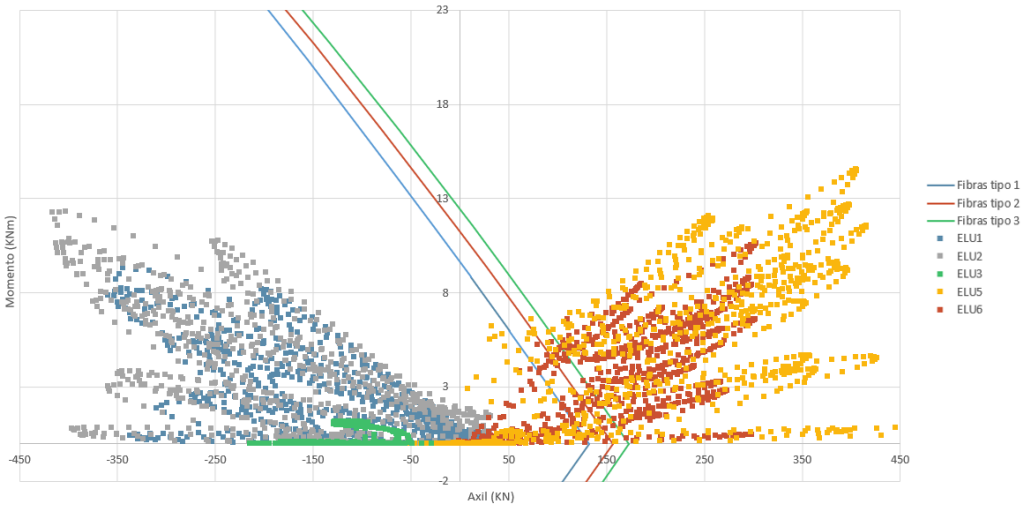

Figura 4.40: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos circulares.

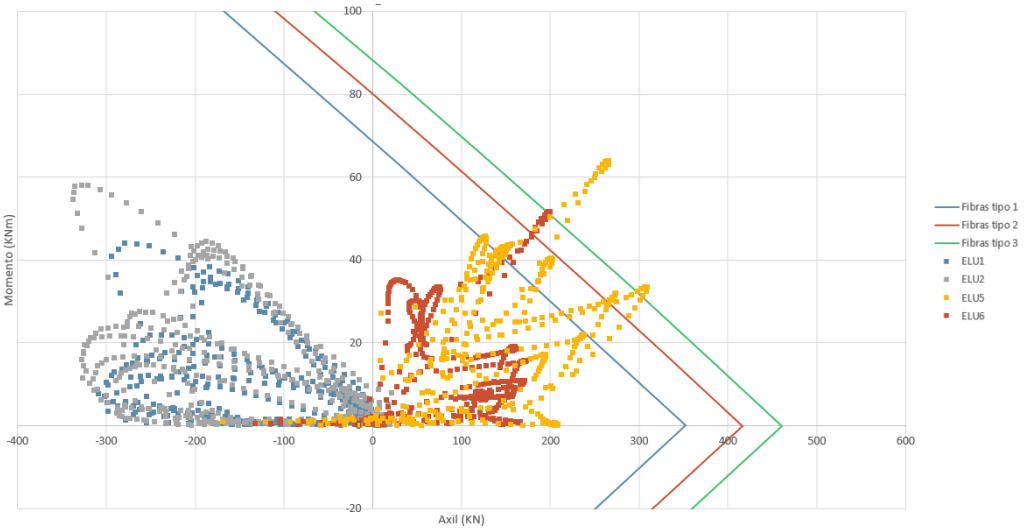

Figura 4.41: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos circulares.

de las secciones más críticas de las paredes interiores de este cajón siguen siendo demasiado altas como para poder soportarlas con los hormigones propuestos.

- Pese a que los resultados muestran momentos importantes generalizados, la realidad es que estos se concentran en las zonas alrededor de las celdas de relleno con geometría no circular (se ha incluido la figura 4.42 que muestra las zonas de mayor tensión de uno de los casos de carga). De hecho, si se observa el caso de carga de una celda llena y el resto vacío, los momentos generados son despreciables si se compara con el mismo caso de carga del cajón con aligeramientos cuadrados. Las celdas circulares realizan un trabajo de distribución de esfuerzos mucho mejor que las celdas cuadradas.
- Las paredes exteriores están cerca de ser capaces de resistir los esfuerzos que aparecen en ellas. Las solicitaciones son significativamente menores que las de los cajones con celdas cuadradas y su capacidad resistente es la misma en las secciones más críticas.
- Estos resultados han sido los promotores del tercer cajón estudiado, en el que se han rellenado las celdas no circulares completamente para evitar estas zonas frágiles que hacen que aparezcan importantes momentos y tracciones que hacen imposible la viabilidad estructural del cajón.

4.3.3. Cajón con aligeramientos circulares reforzado

En esta tercera sección se muestran los resultados correspondientes al cajón con celdas de aligeramiento de geometría circular en planta con refuerzos en las zonas de alta concentración de tensiones. En la figura 4.43 se pueden ver los resultados en la dirección horizontal para las paredes interiores del cajón y en la figura 4.44 los correspondientes a las paredes exteriores.

Si analizamos los diagramas se pueden extraer varias conclusiones:

- El comportamiento global del cajón sigue siendo el mismo, con tracciones generalizadas en los casos de carga en los que el interior de las celdas está relleno y compresiones en los casos en los que las presiones exteriores son superiores a las interiores.
- El aumento de momentos en las zonas cercanas a las celdas no circulares que aparecían en el caso anterior han desaparecido, dando paso a unas paredes interiores que trabajan prácticamente en perfecta tracción y compresión. Se puede ver la diferencia entre las dos geometrías observando las diferencias entre las figuras 4.42 y 4.45 que ilustran las tensiones equivalentes en una esquina del cajón. Las escalas de color son las mismas en ambos casos.

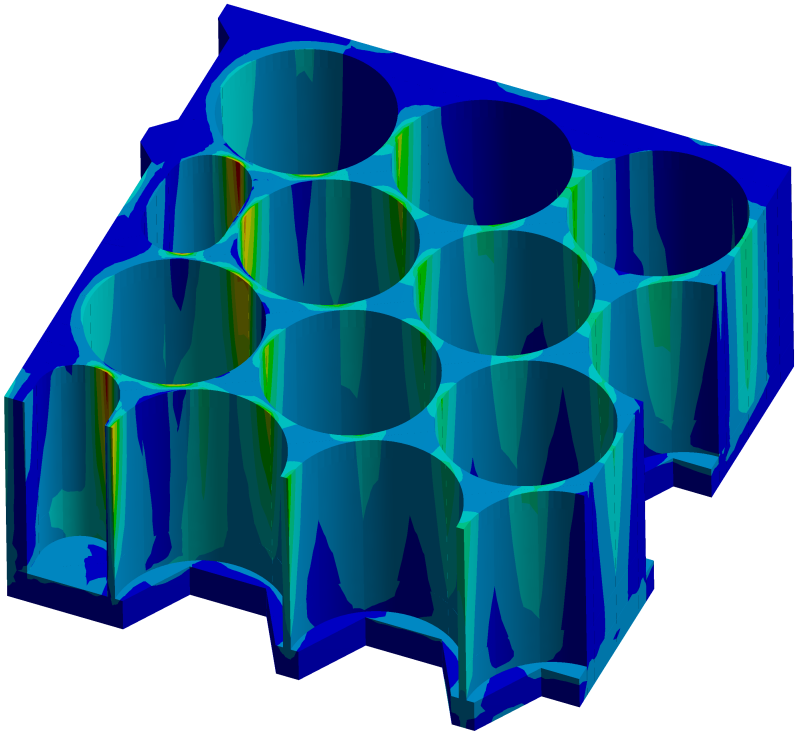

Figura 4.42: Tensiones equivalentes utilizando el criterio de Von Misses de una esquina del cajón con aligeramientos circulares. Estado de carga de paso del seno del oleaje.

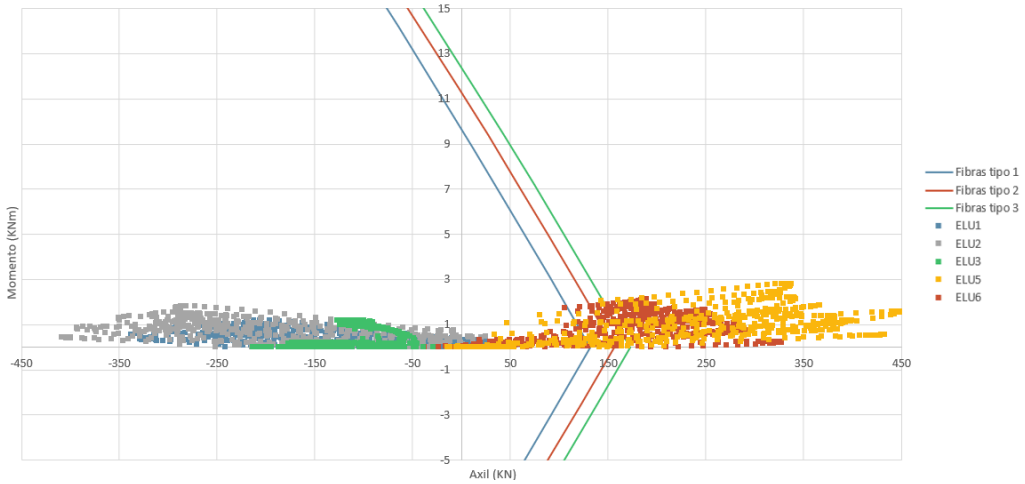

Figura 4.43: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes interiores del cajón con aligeramientos circulares reforzado.

- Pese a haber eliminado el comportamiento a flexión que sucedía en las paredes interiores, la capacidad de resistencia a tracción es tan baja que sigue estando lejos de ser posible resistir los esfuerzos generados en los casos de carga de servicio.

- Haber introducido importantes refuerzos en las paredes exteriores en el eje de menor tamaño ha reducido también el comportamiento a flexión de las paredes exteriores. Las tracciones y compresiones en las paredes exteriores siguen teniendo los mismos órdenes de magnitud, por lo que podrían ser resistidas por los hormigones propuestos.

4.3.4. Comparación de comportamientos

De los resultados vistos en las secciones anteriores se pueden extraer dos comportamientos principales bajo los casos de carga estudiados: el primero, un comportamiento de compresión generalizada cuando el cajón se encuentra vacío y comprimido por la presión del agua; y el segundo, una situación de tracción general en la que el cajón actúa como contenedor de las tierras de relleno.

En la figura 4.46 se puede observar el primero de los comportamientos, comparando las deformaciones de las tres geometrías analizadas. Las deformaciones no están a escala entre ellas, pero permiten comparar las líneas generales de comportamiento de las distintas tipologías:

- En el primer caso, el cajón con aligeramientos cuadrados, se puede ver como las presiones exteriores del agua se resisten por las paredes exteriores por flexión y estas transmiten las cargas a las paredes interiores, que apenas sufren deformaciones.

- El segundo cajón de la figura corresponde al de aligeramientos circulare, y sus deformaciones muestran un comportamiento a flexión menos pronunciado en las paredes exteriores, aunque en la pared de menor dimensión se observan deformaciones hacia el interior, en la zona de las celdas no circulares.

- El tercer cajón, de celdas circulares reforzado, muestra deformaciones similares en el eje mayor y menos pronunciadas en el eje menor debido a los refuerzos incluidos en estos laterales.

La figura 4.47 muestra las deformaciones de las tres geometrías cuando los cajones se encuentran rellenos en su interior y con presiones exteriores de valor menor. De esta figura se puede extraer:

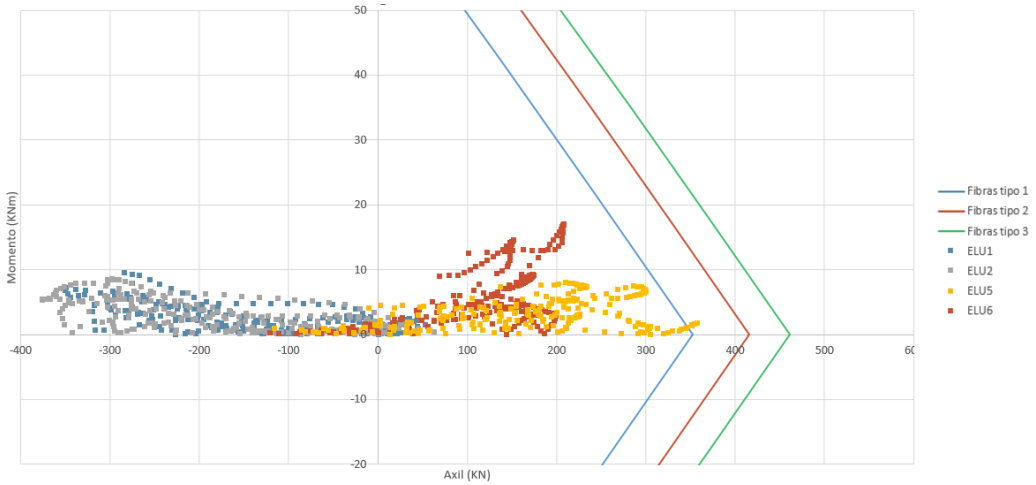

Figura 4.44: Diagrama de interacción con resultados en la dirección horizontal de las paredes exteriores del cajón con aligeramientos circulares reforzado.

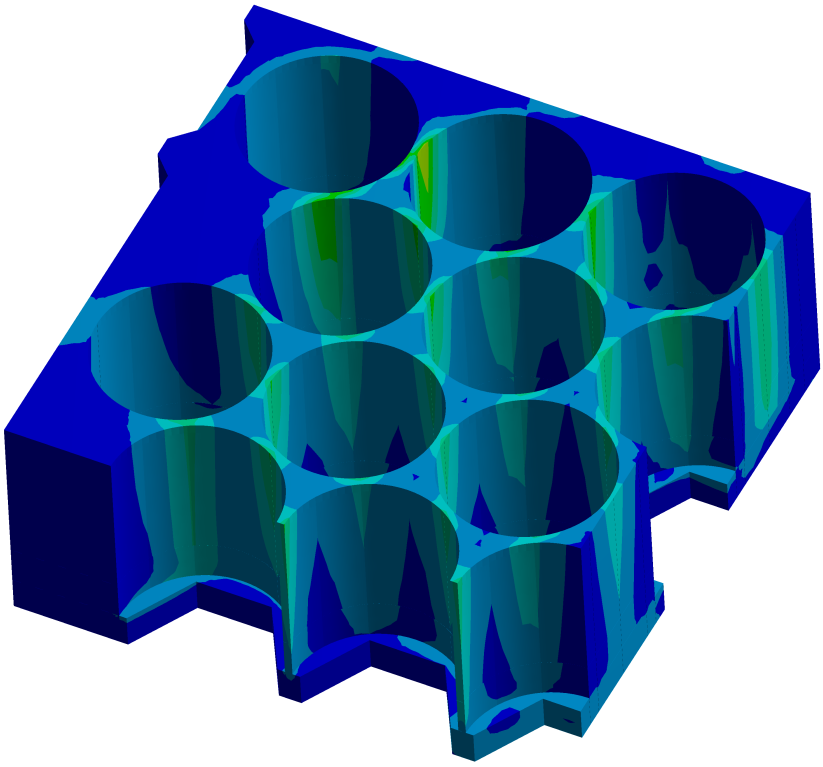

Figura 4.45: Tensiones equivalentes utilizando el criterio de Von Misses de una esquina del cajón con aligeramientos circulares reforzado. Estado de carga de paso del seno del oleaje.

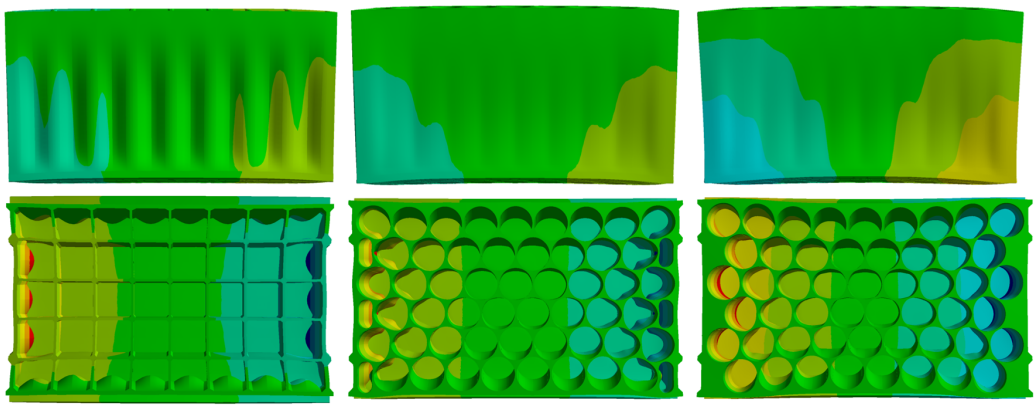

Figura 4.46: Comparación de deformaciones de las tres geometrías en el caso más desfavorable de paredes comprimidas. Código de color: deformaciones en la dirección del eje mayor.

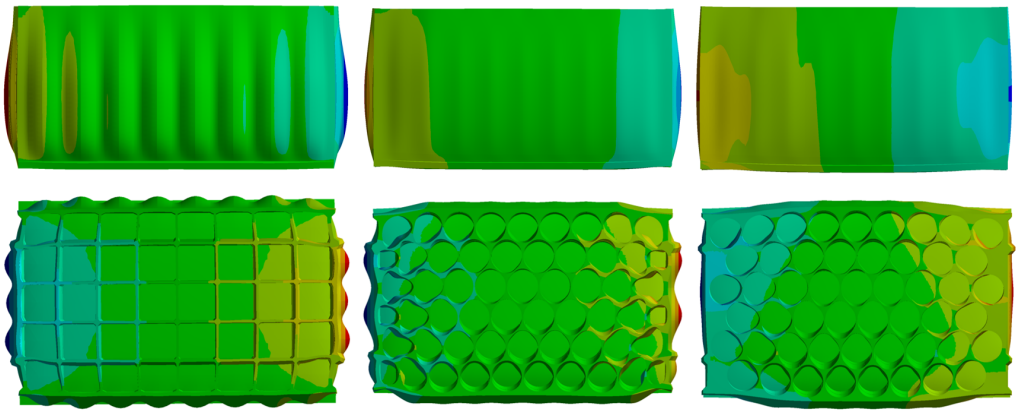

Figura 4.47: Comparación de deformaciones de las tres geometrías en el caso más desfavorable de paredes traccionadas. Código de color: deformaciones en la dirección del eje mayor.

- El cajón con celdas de aligeramientos cuadrados tiene bajas deformaciones en su interior, las paredes interiores permanecen prácticamente inalteradas, mientras que en su exterior, las paredes sufren importantes deformaciones a flexión hacia fuera debidas al peso del material de relleno y a la baja inercia de las paredes exteriores, acentuadas sobre todo en el eje de menor dimensión.

- El cajón con celdas circulares tiene deformaciones interiores importantes, especialmente en las zonas de los alrededores de las celdas no circulares. Las paredes exteriores del eje mayor parece que sufren menor deformación local debido a la mayor inercia de las secciones, aunque el comportamiento de flexiones locales visto en el cajón anterior se repite en el eje menor, donde las paredes tienen de media menor espesor debido a los tramos rectos de las celdas no circulares.

- Por último, el cajón con celdas circulares reforzado muestran deformaciones más bajas de forma general, además de no mostrar síntomas de deformaciones locales como en los casos anteriores.

Capítulo 5

Análisis de viabilidad

Vistos los resultados de la sección anterior, las geometrías estudiadas fallarían bajo los casos de carga estudiados. El caso de carga más crítico estudiado se corresponde con una presión desde el interior del cajón hacia el exterior que se acentúa cuando el nivel del agua está en su mínimo.

Para que la utilización del hormigón reforzado con fibras sea viable es necesario o bien aumentar la capacidad resistente de las secciones críticas o reducir las cargas a las que estas son sometidas. En esta sección se analizarán ambas opciones y se propondrán soluciones que permitan la viabilidad de la utilización de las fibras en los cajones portuarios. Como las posibles variaciones son innumerables, se analizaran una serie de casos y se propondrán otros como posibles lineas de investigación futuras.

5.1. Aumento de la capacidad resistente de las secciones

Una de las posibilidades para la viabilidad de los cajones consiste en aumentar la resistencia de las secciones críticas para que puedan acomodar las tensiones a las que se verán sometidas en su vida útil. El análisis de la sección anterior muestra que la capacidad resistente a tracción del hormigón con fibras es el principal causante de su incapacidad para resistir los casos de carga estudiados. A continuación se describen algunas soluciones que podrían estudiarse al respecto:

5.1.1. Incremento de la sección resistente

La primera solución consiste en incrementar el espesor de las paredes interiores y exteriores de los cajones de forma que la nueva sección resistente sea capaz de acomodar los esfuerzos de diseño. Aunque no se han generado modelos de

Tabla 5.1: Espesores de paredes interiores mínimos en milímetros para resistir los esfuerzos de tracción pura.

	Celdas Cuadradas	**Celdas Circulares**	**Celdas Circulares 2**
Fibras Tipo 1	632	569	509
Fibras Tipo 2	534	481	431
Fibras Tipo 3	482	435	389

elementos finitos con mayores espesores para comprobar cómo afectaría al estado tensional del cajón, se pueden utilizar los esfuerzos axiales máximos encontrados en las geometrías estudiadas como indicativo del orden de magnitud de esfuerzos que las paredes deberían de resistir.

Las tracciones máximas (por unidad de longitud) encontradas en los cajones analizados son:

- Celdas cuadradas: 556 KN
- Celdas circulares: 501 KN
- Celdas circulares reforzado: 448 KN

Estas tensiones aparecen en las paredes interiores acompañadas de momentos flectores de valor despreciable. Se puede estimar el espesor necesario de las paredes interiores para resistir estos esfuerzos en tracción pura. La tabla 5.1 resume los valores de espesor mínimo aproximado que sería necesario en función del tipo de fibras y de la geometría utilizada.

Incrementar el espesor de las paredes, sin embargo, tiene dos inconvenientes notables:

- Sería necesario modificar los encofrados ya existentes. La construcción de cajones portuarios necesita de unos encofrados sofisticados que se reutilizan en multitud de cajones para amortizar su alto coste. Para que la creación de unos nuevos encofrados que se adapten a las necesidades del hormigón con fibras sea rentable se necesitaría construir un alto número de cajones de las mismas características.
- Incrementar la sección de las paredes implica un incremento de volumen de hormigón importante en el cajón, lo que conlleva un mayor coste de construcción y un mayor calado necesario debido a la mayor densidad de conjunto. En la tabla 5.2 se resumen los incrementos de volumen causados por los espesores mínimos vistos en la tabla 5.1. Como se puede comprobar,

Tabla 5.2: Incremento de volumen de hormigón (en m^3) necesario para acomodar las nuevas secciones. Entre paréntesis el porcentaje de incremento respecto al volumen de hormigón original.

	Celdas Cuadradas	**Celdas Circulares**	**Celdas Circulares 2**
Fibras Tipo 1	920 (39 %)	1845 (63 %)	1508 (46 %)
Fibras Tipo 2	689 (29 %)	1478 (51 %)	1195 (36 %)
Fibras Tipo 3	565 (24 %)	1282 (44 %)	1023 (31 %)

el incremento de volumen de hormigón necesario varía entre un 24 % en el mejor de los casos hasta un 63 % en el caso de las fibras tipo 2 y la geometría de celdas circulares.

Si bien se trata de una solución viable técnicamente, a primera vista no parece una solución económicamente rentable, por lo que no se ha profundizado más en ella.

5.1.2. Incremento de la resistencia de cálculo

La otra opción considerada consiste en incrementar la resistencia de cálculo por unidad de área. Para lograr este fin se proponen tres opciones que merecería la pena analizar en un futuro como posibilidades:

- La primera consiste en aumentar la cantidad de fibras a introducir en el hormigón con el fin de incrementar las resistencias de cálculo, las resistencias residuales a flexotracción $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$. Las limitaciones normalmente utilizadas respecto a la dosificación de las fibras se deben a la trabajabilidad del hormigón con un alto contenido en fibras. A partir de los 35 kilogramos por metro cúbico que se han utilizado en las fibras tipo 3, el hormigón empieza a ser menos manejable, y con contenidos mayores incluso se vuelve imposible su colocación en obra. Una posible linea de investigación sería la determinación de una dosificación con aditivos que permita una utilización mayor de fibras para lograr resistencias más altas.

- La segunda opción consiste en la utilización de otras fibras con mayores capacidades que las estudiadas en este trabajo. Pese a que existen fibras de mayores capacidades resistentes, la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos de diseño es del orden de 2-3 veces superior a las de las fibras analizadas. Aunque no se han analizado todas las fibras disponibles, si que se han utilizado para el estudio fibras de alta calidad estructural, por lo que

la existencia de unas que permitan la viabilidad del cajón sin modificaciones de geometría es poco probable.

- La última opción propuesta consiste en utilizar una formulación diferente a la aplicada en este estudio. En la sección 2.5 se explicaron los criterios de la normas EHE-08 [4] y del Model Code 2010 [3], ambos muy similares, para pasar de resistencias características a resistencias de diseño. Debido a la alta variabilidad del hormigón reforzado con fibras, los coeficientes aplicados a las resistencias son muy superiores a los utilizados en otros materiales. Como ejemplo, el coeficiente de resistencia de diseño-resistencia característica de las fibras es de 0.22 (para $f_{R,1,d}$ en el diagrama rectangular), mientras que el del hormigón armado es 0.66 y el del acero 0.87. Es decir, que la resistencia de cálculo utilizada es hasta un 78 % inferior a la resistencia característica obtenida en laboratorio.

Estas tres soluciones probablemente no sean suficiente de forma independiente para hacer viable la utilización del hormigón reforzado con fibras en cajones portuarios, pero suponen puntos de investigación futura importantes para optimizar la utilización de las fibras con fines estructurales.

5.2. Reducción de las solicitaciones

La otra posibilidad analizada consiste en reducir las solicitaciones de las secciones críticas hasta que estas sean inferiores a las capacidades resistentes del hormigón reforzado con fibras. Como se ha visto en la sección de resultados, el caso de carga más crítico se produce cuando el cajón está completamente lleno y presiona hacia el exterior cuando el nivel del agua se encuentra en un mínimo.

Para reducir las tracciones que aparecen en las paredes del cajón, una posibilidad consiste en reducir el nivel del relleno en el interior, de forma que la diferencia de presión entre el interior y el exterior sea menor. Se ha analizado en detalle esta posibilidad únicamente en el caso de las celdas de aligeramiento cuadradas, pero la misma idea podría aplicarse también a las demás geometrías.

Para que esta solución sea viable, se ha de tener en cuenta a la hora de realizar el diseño de la losa que se sitúa sobre el cajón que las cargas deben de transmitirse a los fustes ya que estas no apoyarán en ningún momento sobre el terreno.

5.2.1. Reducción del nivel del relleno

Se han introducido varias condiciones de carga en el modelo de ANSYS simulando diversas alturas de relleno en el interior del cajón, y con la línea de saturación a la misma cota que el relleno. Inicialmente se estudia solo el caso de

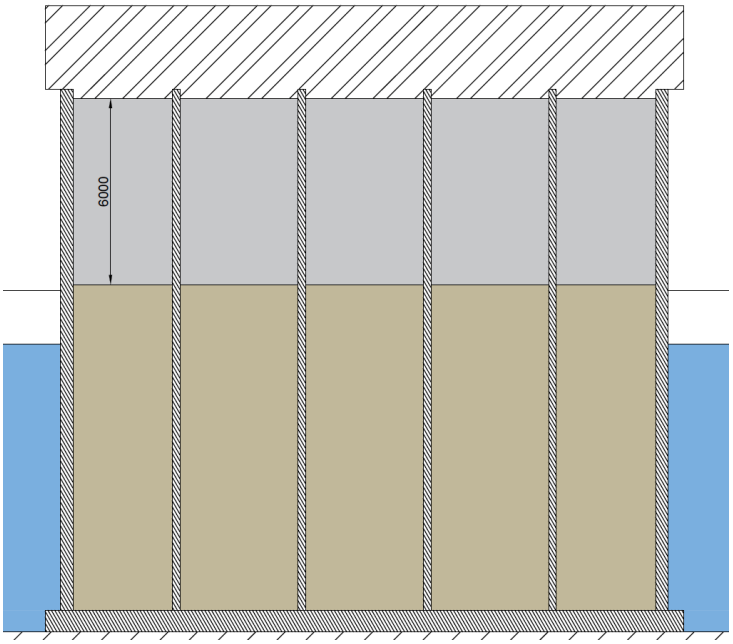

Figura 5.1: Caso de carga crítico con reducción de 6 metros de altura del relleno.

paso del seno del oleaje en servicio, ilustrado en la figura 5.1 para el caso de cota del relleno 6 metros por debajo de la cota original.

Esta reducción del relleno en el interior de las celdas produce un descenso en las tensiones de las paredes interiores (figura 5.2) y exteriores (figura 5.3). En estas figuras se muestran los resultados del modelo original (azul) y distintos casos con niveles de relleno cada vez inferiores, desde 4 metros por debajo de la cota original (rojo) hasta 6 metros por debajo de la cota original (morado).

Como se puede ver en las figuras, el modelo con 6 metros menos de altura de relleno ve reducidas las solicitaciones internas hasta tal punto que los puntos del diagrama están en el interior de las curvas límite de las fibras tipo 2 y 3 para las paredes interiores y exteriores.

Se ha comprobado el comportamiento del hormigón a cortas edades utilizando las propiedades a 7 días de edad, pero debido a que las únicas condiciones de carga que afectan a estas propiedades son la flotación y el fondeo, situaciones en las que el cajón se encuentra a compresión, estas no son críticas. Se ha comprobado también la resistencia a cortante del cajón bajo estas cargas, siendo la mayor solicitación un esfuerzo de valor 147.2 KN (por metro lineal) en las paredes exteriores, mientras que las resistencias de estos elementos a cortante son de 210, 215 y 239 KN (por metro lineal) para las fibras tipo 1, 2 y 3 respectivamente. En las paredes interiores los esfuerzos cortantes son despreciables ya que las presiones en ambas caras están autoequilibradas.

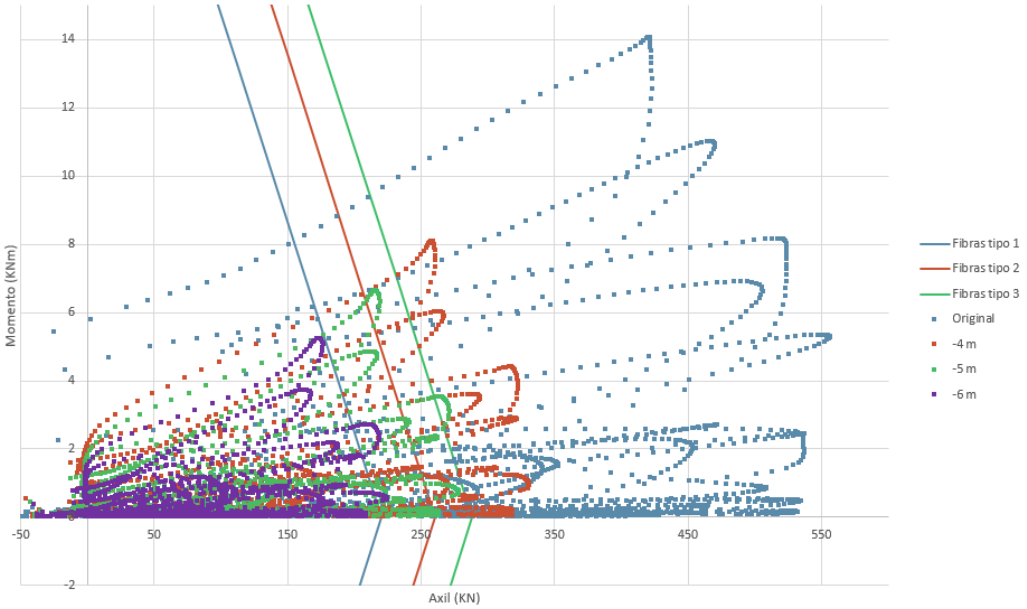

Figura 5.2: Resultados de momento flector-esfuerzo axial para distintos casos de nivel de relleno interior del cajón de celdas cuadradas. Paredes interiores.

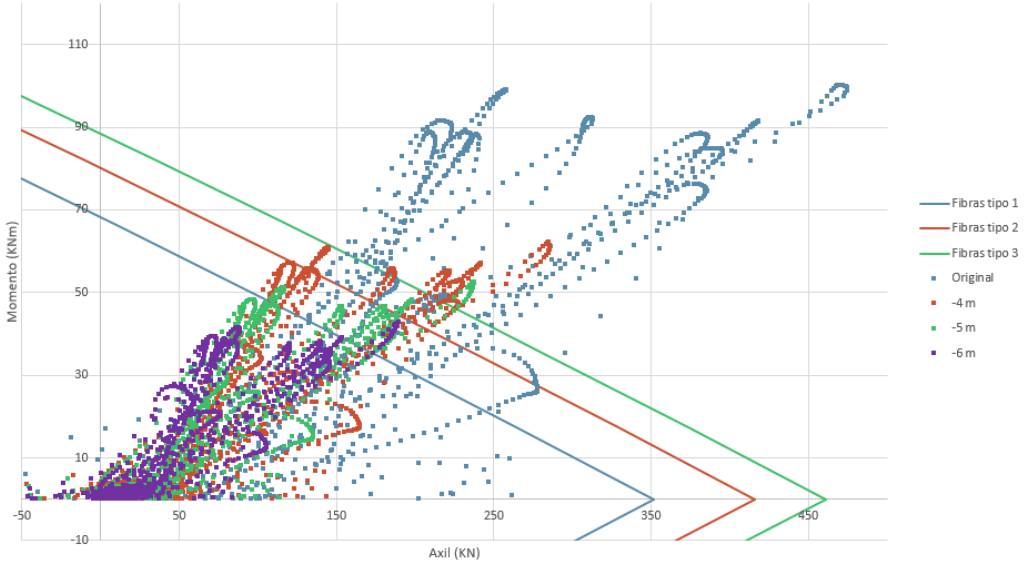

Figura 5.3: Resultados de momento flector-esfuerzo axial para distintos casos de nivel de relleno interior del cajón de celdas cuadradas. Paredes exteriores.

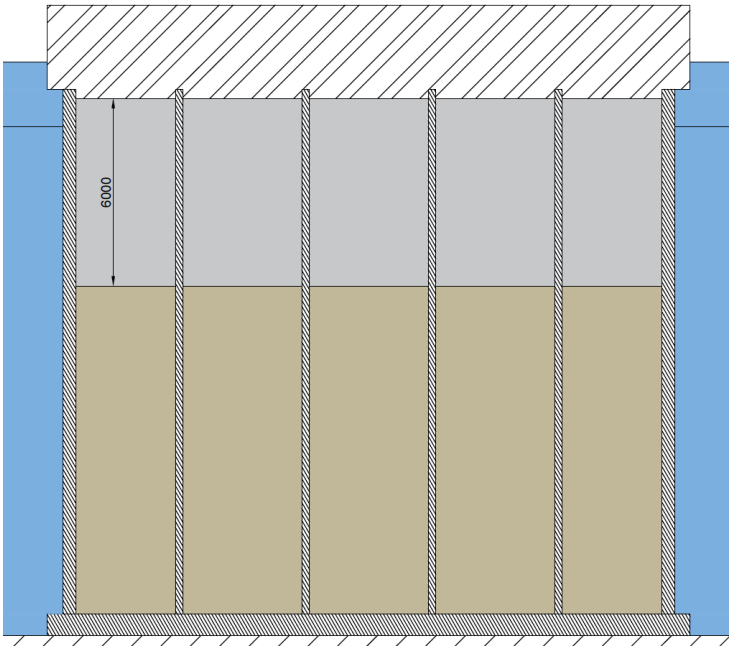

Figura 5.4: Posible nuevo caso crítico de carga con reducción de 6 metros de altura del relleno.

Cabe la posibilidad de que al reducir tanto el relleno del interior del cajón se produzca el fallo estructural debido a otros casos de carga que antes no eran críticos. Se ha estudiado también el comportamiento del cajón con 6 metros menos de altura de relleno en una situación de cresta de oleaje con el máximo nivel del mar posible, como representa la figura 5.4. En esta situación, sin embargo, las paredes tanto internas como externas se encuentran comprimidas, por lo que, pese a verse sometidas a momentos flectores tan importantes o más que en la situación anterior, son capaces de resistirlos holgadamente. Los resultados de este análisis se pueden ver en las figuras 5.5 y 5.6 para las paredes interiores y exteriores respectivamente.

5.2.2. Filtrado del agua hacia el interior

Una situación que debe de tenerse en cuenta al introducir esta solución consiste en el filtrado hacia el interior de agua procedente del exterior. El cajón portuario es una estructura que se encuentra sumergida durante toda su vida útil, por lo que, pese a la baja porosidad que puede alcanzarse en el hormigón, es normal que se produzcan filtraciones de agua a lo largo de toda su vida útil.

Se ha analizado cuál sería la influencia del filtrado hacia el interior de una cierta cantidad de agua, de tal forma que el nivel del agua en el interior del cajón supera en 1 metro de altura el nivel del relleno (ver figura 5.7). Esta situación

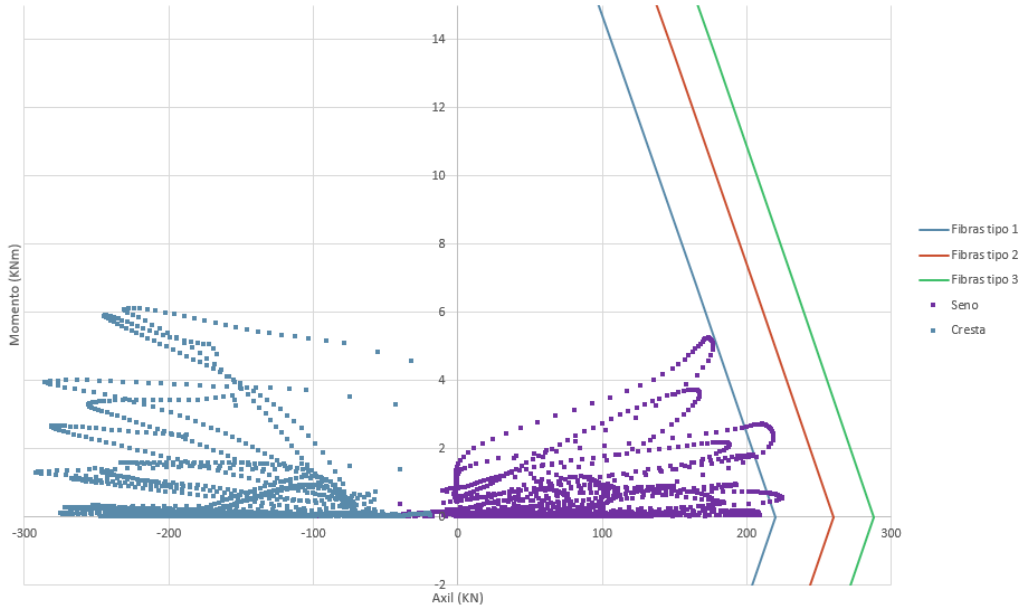

Figura 5.5: Resultados de momento flector-esfuerzo axial para los dos casos de nivel del mar extremos y sendos momentos críticos del oleaje. Paredes interiores.

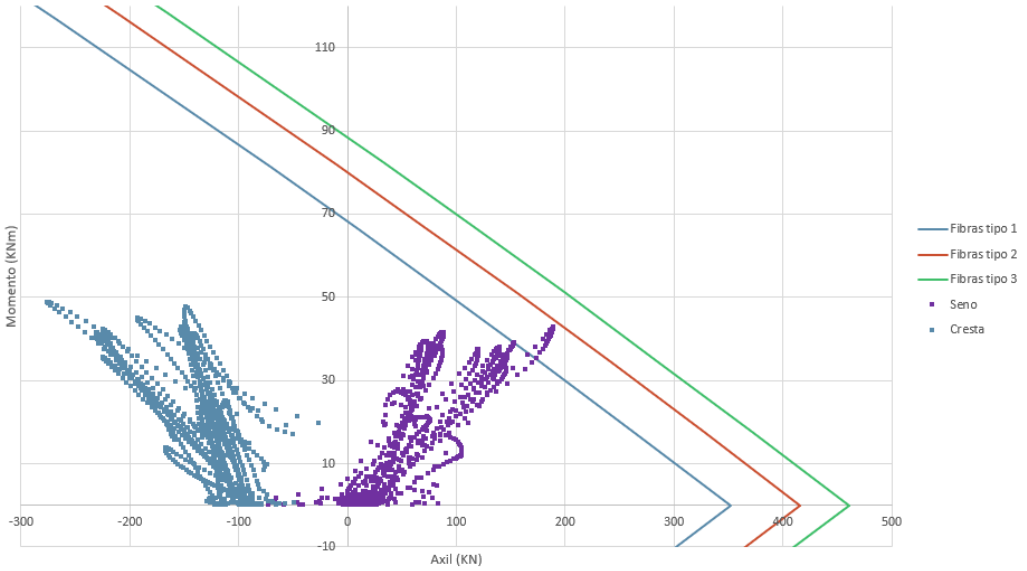

Figura 5.6: Resultados de momento flector-esfuerzo axial para los dos casos de nivel del mar extremos y sendos momentos críticos del oleaje. Paredes exteriores.

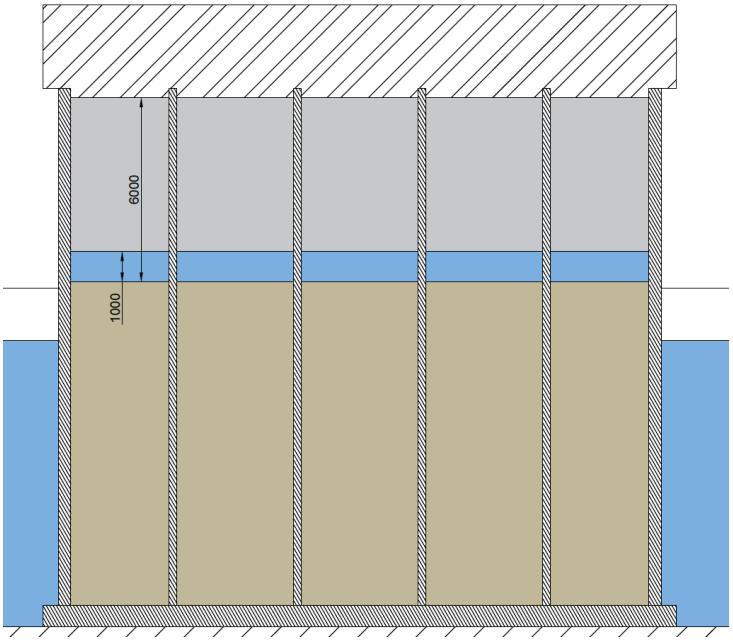

Figura 5.7: Posible nuevo caso crítico de carga con reducción de 6 metros de altura del relleno y filtrado de agua hacia el interior.

produce que se aumenten nuevamente las presiones hacia el exterior y consecuentemente las tracciones en las paredes del cajón.

La figura 5.8 muestra los resultados de simular este caso de carga con 1 metro adicional de agua en el interior. Se puede ver que las paredes interiores serían capaces de asumir el incremento de tensiones con fibras tipo 3, pero las paredes exteriores fallarían.

Esto indica que, en el caso de utilizar la técnica de reducir el relleno en el interior de las celdas del cajón sería necesario calcular y controlar la filtración de agua hacia el interior del cajón, o bien mediante su limitación, utilizando un hormigón de baja porosidad o algún tipo de capa impermeable, o bien facilitando su evacuación en el caso de que suceda.

Una solución posible a esta problemática consiste en la introducción de una serie de orificios a la cota máxima del relleno que permitan la libre circulación del agua hacia el interior o hacia el exterior. De esta forma, al bajar el nivel del mar en el exterior, el agua se evacuaría hasta la altura de los orificios, y al subir el nivel del mar, el nivel interior y exterior se equilibraría. Sin embargo, esto supone un problema añadido de mantenimiento, ya que el colapso de los orificios podría propiciar el fallo estructural del cajón, o incluso la pérdida de material de relleno durante los ciclos de llenado y vaciado.

El estudio en detalle de estas posibilidades podría suponer una solución viable

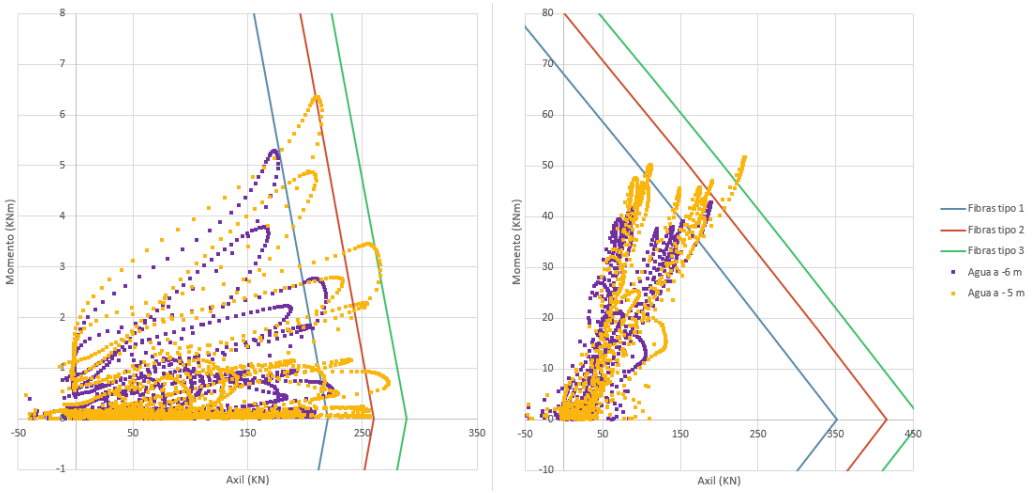

Figura 5.8: Resultados de momento flector-esfuerzo axial para el caso de nivel del agua a la misma cota que el relleno y 1 metro por encima. Paredes interiores (izquierda) y exteriores (derecha).

técnicamente y económicamente.

5.2.3. Verificación de la estabilidad

Reducir la altura del relleno en 6 metros en el interior de las celdas supone una pérdida de masa importante para el cajón, lo que puede comprometer su estabilidad al deslizamiento así como a su reflote. En esta sección se analizan ambas posibilidades.

Seguridad frente a deslizamiento

Siguiendo las recomendaciones de [5], [8] y [22] se analiza la posibilidad de que se produzca el deslizamiento del cajón con las siguientes hipótesis:

- Actúa sobre la cara del cajón de mayor dimensión toda la presión del oleaje en situación de altura de ola máxima, mientras que en la cara opuesta se supone el nivel del mar en reposo.
- Se considera la ola máxima en construcción como aquella que tiene un periodo de retorno de 5 años. Se considera la ola extrema en servicio como aquella que tiene un periodo de retorno de 500 años.
- Se considera el nivel del mar máximo, que produce el mayor empuje vertical posible.

Tabla 5.3: Coeficientes de combinación para el análisis de estabilidad al deslizamiento

	Cuasi-Permanente	**Característica**	**Extraordinaria**
Presión Horizontal Oleaje	0.75	1.50	1.00
Impacto	0.75	1.05	0.60
Peso Propio y Carga Muerta	1.00	1.00	1.00
Empuje Hidrostático	1.00	1.00	1.00
Empuje Hidrodinámico	0.75	1.50	1.00
Coeficiente Rozamiento	1.00	1.00	1.00

Tabla 5.4: Coeficientes de seguridad resultantes del análisis de estabilidad al deslizamiento

	Cuasi-Permanente	**Característica**	**Extraordinaria**
Límite	1.30	1.10	1.00
Construcción	6.30	2.76	2.81
Explotación	6.89	3.39	4.61

- Se considera que la subpresión dinámica inducida por el oleaje bajo el cajón es uniforme en toda la superficie inferior del cajón.

- Se considera el impacto de una embarcación sobre el cajón en la misma dirección que el oleaje, con un valor de 300 toneladas, solamente en condiciones de explotación.

- Se considera solamente la carga muerta y el peso propio de la losa superior del cajón. Esta se considera solamente en condiciones de explotación.

- Se considera un coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el terreno de apoyo de 0.625

En [22] se establecen unos límites de coeficientes de seguridad mínimos para las combinaciones cuasi-permanente, característica y extraordinaria de 1.3, 1.1 y 1.0 respectivamente. Los coeficientes de combinación propuestos se resumen en la tabla 5.3, y los coeficientes de seguridad obtenidos de realizar el análisis se resumen en la tabla 5.4.

Como se puede comprobar a la vista de los resultados, el cajón es estable frente al deslizamiento en las condiciones propuestas. Analizando distintas alturas de relleno en el interior se comprueba que sería estable frente a deslizamiento hasta una reducción de altura del relleno de 8 metros frente al nivel original.

Tabla 5.5: Coeficientes de seguridad resultantes del análisis de estabilidad a flotación.

	Cuasi-Permanente	**Característica**	**Extraordinaria**
Límite	1.30	1.10	1.00
Construcción	1.49	1.41	1.46
Explotación	1.86	1.73	1.79

Seguridad frente a flotación

Siguiendo las mismas hipótesis y combinaciones que en la sección anterior se comprueba la posibilidad de que el cajón vuelva a ponerse en estado de flotación durante la construcción o durante su vida en operación. La tabla 5.5 resume el resultado del análisis.

Como se puede comprobar a la vista de los resultados, el cajón es estable frente a flotación en las condiciones propuestas. Analizando distintas alturas de relleno en el interior se comprueba que sería estable frente a la flotación hasta una reducción de altura del relleno de 9 metros frente al nivel original.

Capítulo 6

Conclusiones

Como se ha mostrado a lo largo de este estudio, el hormigón reforzado con fibras es un material con unas características que le permiten ser utilizado como material estructural por sí solo. Su naturaleza le permite tener las propiedades típicas de un hormigón en masa tradicional y además las ventajas añadidas del comportamiento a tracción en la etapa posterior a la fisuración que le proporcionan las fibras.

Su utilización como material de construcción para los cajones portuarios supondría una enorme ventaja respecto al hormigón armado desde un punto de vista del proceso constructivo, simplificando la complicada labor de colocado y entramado de las armaduras pasivas que se lleva a cabo en continuo durante todo el tiempo que dura el hormigonado del cajón, además de desde un punto de vista económico, ya que reduciría de manera importante los costes de mano de obra necesarios para su construcción además de reducir la cantidad de acero total en el interior del cajón.

Se ha comprobado que el estado tensional al que se ven sometidos los cajones portuarios a lo largo de su vida útil es muy variado, pasando desde situaciones de importantes compresiones hasta casos de altas tracciones y momentos flectores. Esta variedad de comportamiento de los cajones portuarios los hace menos susceptibles a ser fabricados en hormigón reforzado con fibras, ya que las resistencias a tracción que es capaz de soportar este material son, aunque mayores que las del hormigón en masa, bastante reducidas. Una línea de investigación futura que ha abierto este estudio pasa por analizar en detalle el comportamiento del material en laboratorio y compararlo con los valores de resistencia utilizados en el cálculo según la normativa, ya que los coeficientes de seguridad utilizados en la actualidad son muy elevados y reducirlos podría abrir nuevas posibilidades para su utilización.

En la última parte de este estudio se han realizado varias propuestas para la viabilidad técnica de la solución en hormigón reforzado con fibras. El aumento de

la capacidad resistente del material y la modificación de las secciones resistentes, aunque soluciones teóricamente viables, no parecen las más plausibles. La primera, debido a la dificultad de manejo del hormigón con altos contenidos de fibras, y la segunda, debida al alto coste de fabricación de nuevos encofrados junto con el volumen adicional de hormigón que supondría aumentar los espesores de las paredes del cajón.

La propuesta de mayor viabilidad tanto técnica como económica para la utilización del hormigón reforzado con fibras para cajones portuarios consiste en la reducción de la cantidad de relleno que se introduce en el interior del cajón, aliviando así las situaciones de carga que producen las mayores tensiones en las paredes de la estructura. Sin embargo, el relleno es necesario para la estabilidad del cajón, por lo que dependiendo de la geometría y de las condiciones específicas de la estructura, puede ocurrir que esta solución no sea viable. En el caso preciso estudiado se ha comprobado que existe una ventana de posibles situaciones estructuralmente viables, siempre y cuando se asegure la estanqueidad total del interior del cajón, o la libre circulación de agua entre el interior y el exterior del cajón a lo largo de su vida útil. Esta idea también abre una posible línea de investigación futura que pasa por analizar en qué casos esta solución es viable y en cómo implementarla en la práctica, asegurando la fiabilidad de la estructura en toda su vida.

Bibliografía

[1] G. M. Graham. Reinforced concrete, U.S.Patent No.983,274, 1911.

[2] A. Orbe, E. Rojí, J. Cuadrado, and R. Losada. Estudio para la optimización de la composición de un hacfra (hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero) estructural. *Informes de la Construcción*, 2015.

[3] International Federation for Structural Concrete (fib). Model Code, 2010.

[4] Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento. EHE-08: Instrucción de hormigón estructural, 2011.

[5] Puertos del Estado. Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias, 2006.

[6] Francisco Esteban Lefler. Avances tecnológicos en el proyecto y construcción de obras marítimas. *Revista de Obras Públicas*, 2016.

[7] M. Sainflou. Essai sur les digues maritimes verticales. *Annales des Ponts et Chaussees*, 98:5–48, 1928.

[8] Puertos del Estado. ROM 2.0-11 Recomendaciones para el proyecto y ejecución en obras de atraque y amarre, 2012.

[9] Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), 2002.

[10] Puertos del Estado. ROM 0.3-91 Oleaje: Anejo 1. Clima marítimo en el litoral español, 1992.

[11] César Vidal Pascual. Lecture notes on design of offshore structures: Floating offshore platform design., 2019.

[12] American Concrete Institute. ACI 544.5r-10: Report on the physical properties and durability of fiber-reinforced concrete, 2010.

[13] Xavier Mas i Barberà. *Estudio y caracterización de morteros compuestos, para su aplicación en intervenciones de sellados, reposiciones y réplicas, de elementos pétreos escultórico-ornamentales*. PhD thesis, Universitat Politècnica de València, 2006.

[14] Ana Llerena Encalada. Estudio de compuestos cementíceos reforzados con fibras vegetales. Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 2014.

[15] A. A. Griffith. The phenomena of rupture and flow in solids. 1920.

[16] James P. Romualdi and Gordon B. Batson. Mechanics of crack arrest in concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 89:147–168, 1963.

[17] Alexis Chen Cheng. Características mecánicas de hormigones reforzados con fibras a edades muy tempranas. Master's thesis, Universidad Politécnica de Valencia, 2013.

[18] Subrata K. Chakrabarti. *Handbook of Offshore Engineering*. 2005.

[19] Inc. ANSYS. *ANSYS Mechanical User's Guide*, 2013.

[20] Erke Wang, Thomas Nelson, and Rainer Rauch. Back to elements - Tetrahedra vs. hexaedra.

[21] Richard Bares. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. 1970.

[22] Puertos del Estado. ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias, 2005.