



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

Aplicación del hormigón con fibras para el diseño de cajones
flotantes para la ampliación de la nueva Terminal Norte del
Puerto de Valencia.

Presentado por

Bauset Tortonda, Ignacio

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2020/2021

Fecha: 12/07/2021

Tutor: Juan Navarro Gregori



Índice General

1. RESUMEN

2. MEMORIA

3. ANEJOS

RESUMEN

El presente Trabajo de Fin de Grado plantea un estudio de viabilidad sobre el uso de hormigones reforzados con fibras en elementos de cajones flotantes de hormigón para la ampliación Norte del Puerto de Valencia. Para ello, se han abarcado distintas fases de la vida útil de los cajones, desde su planteamiento en fase de proyecto abarcando las acciones incidentes sobre él, hasta su puesta en servicio. A lo largo de este estudio se ha llevado a cabo un diseño básico con Hormigón Armado convencional y con la aplicación de modelos propuestos por el *fib Model Code 2010* se han planteado alternativas con la aplicación de Hormigones Reforzados con Fibras. Con ello, se ha pretendido estudiar el comportamiento de este material y que nos permita conocer la viabilidad de los Hormigones reforzados con Fibras para este tipo de estructuras. Todo ello, con el fin de proponer soluciones futuras que ofrezcan una mayor sencillez constructiva, mayor durabilidad y menor coste de fabricación.

DOCUMENTO N°1

MEMORIA

Índice

ÍNDICE GENERAL	2
1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. ANTECEDENTES	7
1.2. LOCALIZACIÓN	8
1.3. OBJETIVO	9
1.4. NORMATIVA	9
2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	10
3. ESPECIFICACIONES	12
3.1. PROCESO CONSTRUCTIVO	12
3.1.1. <i>Hormigonado</i>	12
3.1.2. <i>Flotación</i>	14
3.1.3. <i>Fondeo</i>	15
3.2. DIMENSIONES	16
3.2.1. <i>Manga</i>	16
3.2.2. <i>Eslora</i>	17
3.2.3. <i>Puntal</i>	17
3.2.4. <i>Definición Geométrica</i>	18
4. ASPECTOS DE PROYECTO	20
4.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	20
4.2. VIDA ÚTIL	20
4.3. SITUACIONES DE PROYECTO	21
4.4. BASES DE CÁLCULO	21
5. ACCIONES	22
5.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES	22
5.2. ACCIONES A CONSIDERAR - HIPÓTESIS DE CARGA	23
5.2.1. <i>Cargas permanentes (G)</i>	23
5.2.2. <i>Cargas permanentes de valor no constante (G*)</i>	28
5.2.3. <i>Cargas variables (Q)</i>	29
5.2.4. <i>Acciones climáticas</i>	30
5.2.5. <i>Acciones Extraordinarias (A)</i>	31
5.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	32
5.4. OTROS VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES	32
5.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	33
5.5.1. <i>Coeficientes de seguridad en Estados Límite Últimos (ELU)</i>	33
5.5.2. <i>Coeficientes de seguridad en Estados Límite de Servicio (ELS)</i>	34
5.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES	35
5.6.1. <i>Estados Límite Últimos</i>	35
5.6.1.1. <i>Fase de flotación</i>	36
5.6.1.2. <i>Fase de fondeo</i>	39
5.6.1.3. <i>Relleno del cajón</i>	41
5.6.1.4. <i>Fase de servicio</i>	44
5.6.2. <i>Estados Límite de Servicio</i>	50
5.6.2.1. <i>Fase de servicio</i>	51

6. MATERIALES	55
6.1. MATERIALES	55
6.1.1. <i>Valores característicos</i>	55
6.1.2. <i>Valores de cálculo</i>	55
6.2. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS	56
7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	58
7.1. FUSTES DEL CAJÓN	59
7.2. SOLERA	61
7.3. ZAPATAS	63
7.4. PARED INTERIOR	64
8. DURABILIDAD	67
8.1. CLASE DE EXPOSICIÓN	67
8.2. RECUBRIMIENTOS	68
9. CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES	69
9.1. ESTADO LÍMITE DE ESTABILIDAD DE FLOTACIÓN	69
9.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	72
9.2.1. <i>ELU flexión y axil</i>	73
9.2.1.1. Solera	73
9.2.1.2. Pared Exterior	75
9.2.1.3. Zapata	80
9.2.1.4. Pared interior	81
9.2.2. <i>Disposiciones relativas a las armaduras</i>	81
9.2.3. <i>ELU Cortante</i>	84
9.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	84
9.3.1. <i>Estado Límite de fisuración</i>	84
10. HORMIGÓN CON FIBRAS	87
10.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	89
10.1.1. <i>ELU Flexión y Axil</i>	89
10.1.2. <i>ELU Cortante</i>	92
10.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	92
11. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	93
11.1. INTRODUCCIÓN.....	93
11.2. PROPUESTAS.....	95
11.2.1. <i>Armado del cajón con HA-35 y B-500S</i>	95
11.2.2. <i>. Armado del cajón con HA-35 y Dramix 5D 65/60 35kg en Solera y Zapata. Dramix 5D 65/60 y B-500S en paredes</i>	103
11.2.3. <i>Armado del cajón con HA-35 y Dramix 4D 80/60 35kg y B-500S en todo el cajón.</i> 108	
11.2.4. <i>Armado del cajón con HA-35 y Dramix 4D 65/60 30kg y B-500S en todo el cajón. Optimizando distribución de fibras.</i>	112
12. CONCLUSIONES	118
13. BIBLIOGRAFÍA	121

1. INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de poder atender los tráficos a medio y largo plazo, la Autoridad Portuaria de Valencia ha decidido promover la puesta en funcionamiento de una nueva terminal de contenedores situada en la Dársena de la Ampliación Norte que ya cuenta con un dique de protección que fue finalizado en el año 2012.

Para llevar a cabo la terminal la autoridad Portuaria de Valencia ha decidido optar por una construcción mediante muelles de cajones flotantes. En este proyecto, por tanto, vamos a llevar a cabo el diseño de dichos cajones mediante la peculiaridad de emplear para su construcción los hormigones con fibras.

De esta manera, a lo largo del documento iremos familiarizándonos con los cajones flotantes, hablando de sus dimensiones, acciones incidentes sobre ellos y de su análisis estructural. De la mano, se irán siguiendo las recomendaciones del Manual para diseño de cajones portuarios llevado a cabo por Puertos del Estado. [2]

1.1. ANTECEDENTES

El Puerto de Valencia lleva más de 10 años siendo el Puerto Español puntero en almacenamiento de contenedores, es por esto que con el tiempo se ha especializado en ese sector y sigue ampliando sus instalaciones para hacer frente a la demanda creciente.

En la figura 1 podemos ver la cantidad de contenedores que Valencia ha almacenado al cabo del año 2021. Alrededor de unos 2.400.000 de contenedores que justifican que con expectativas de futuro la Autoridad Portuaria de Valencia quiera invertir en una ampliación de sus instalaciones con la idea de superar las cifras que han conseguido en los últimos años.

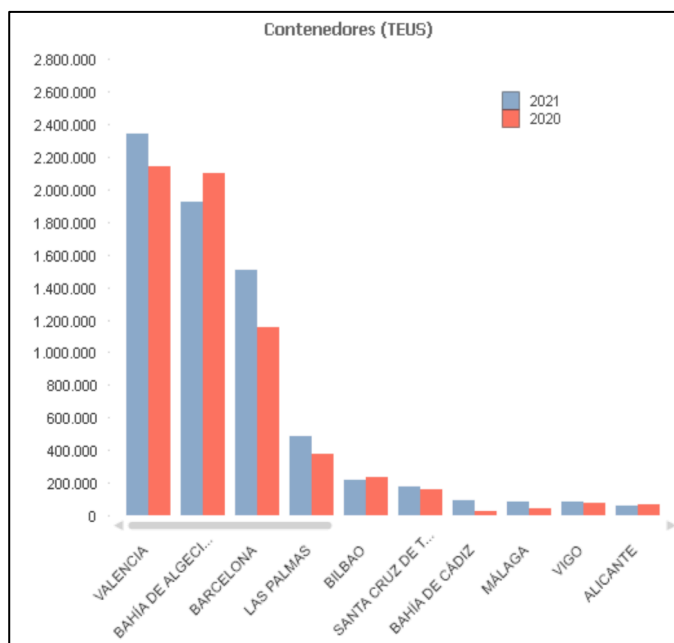


Figura 1. Gráfica de TEUS durante años 2020 y 2021 (Fuente: Puertos del Estado [10])

1.2. LOCALIZACIÓN

Como hemos comentado anteriormente, la nueva Terminal de Contenedores se va a ubicar en la Dársena de la Ampliación Norte del Puerto de Valencia (Comunidad Valencia, España). La zona que va a ser destinada es la que encontramos en color naranja en la figura 2.

También encontramos la zona marcada de color rosa que formarán parte de los nuevos muelles auxiliares para la terminal.

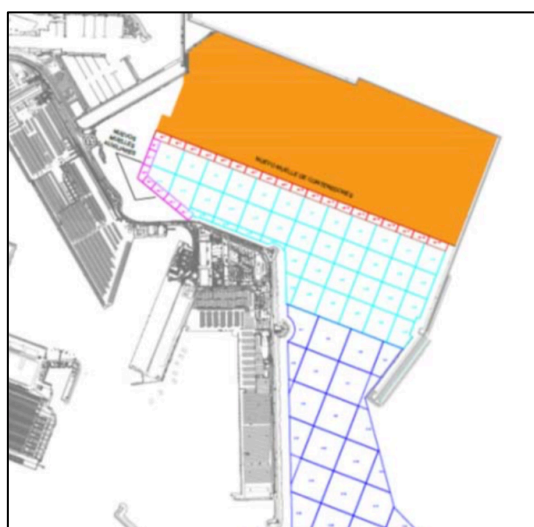


Figura 2. Emplazamiento de la Terminal Norte del Puerto de Valencia (Fuente: Pliego de preinscripciones técnicas del proyecto constructivo del muelle de contenedores de la ampliación norte del puerto de Valencia)

1.3. OBJETIVO

Con el fin de conseguir soluciones más eficientes, durables y económicas, se plantea llevar a cabo el estudio y comparación de la construcción de un cajón con Hormigón reforzado con fibras frente a un cajón convencional de Hormigón Armado. Para ello, se ha aprovechado la situación actual del Puerto de Valencia para llevar a cabo esta propuesta que suponga un ahorro económico, no solo en la fase de construcción, sino también en la fase de mantenimiento de la vida útil de la estructura.

Con todo ello se quiere conseguir dar un paso hacia delante en el uso de materiales resilientes y que reduzcan la huella de carbono teniendo como meta el Objetivo de Desarrollo Sostenible número 9 " *Industria, Innovación e Infraestructura*".

1.4. NORMATIVA

La normativa que va a ser utilizada como directriz principal en la elaboración de este trabajo va a ser principalmente el "*Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*" [2]. Este manual fue publicado por el Ministerio de Fomento y Puertos del Estado en el año 2006. En el mismo diversos ingenieros portuarios han recopilado toda la información que abarca la construcción de cajones flotantes.

Además, se hará uso de la *ROM* [7] para explicar los procedimientos constructivos que se van a llevar a cabo en el ámbito marítimo y por otra parte el *fib Model Code 2010* [1] donde encontramos un apartado relativo al uso y diseño de los hormigones con fibras.

2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Destaca la variedad de formas y tamaños que se pueden conseguir, tanto en planta como en alzado, dependiendo de las condiciones y posibilidades constructivas locales de las que se disponga.

Un cajón flotante consta de tres partes:

- La solera: Zona de contacto entre el terreno y el cajón, mediante la cual se transmiten y reparten los esfuerzos.
- El fuste: El cuerpo principal del cajón. Está formado por aligeramientos en su interior. Es la parte que recibe las fuerzas del oleaje y las cargas por uso del muelle. Se encarga de distribuir y transmitir los esfuerzos a la solera.
- Las zapatas: La zona volada de la solera con respecto al fuste.

Las dimensiones del cajón vendrán determinadas por la estabilidad y la resistencia que precise la obra de atraque, aunque también por operatividad y estabilidad del propio cajón.

La sección tipo para la obra de atraque de cajones sería la siguiente:

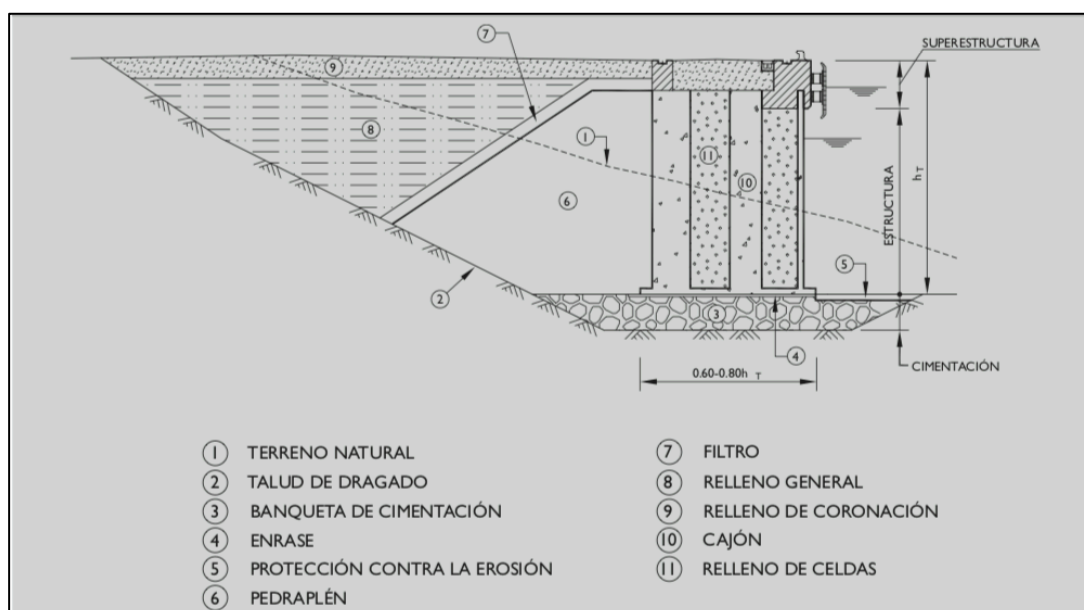


Figura 3. Sección tipo de un Muelle con cajones (Fuente: R.O.M. 2.0 [6])

Los cajones cuentan con unos aligeramientos que pueden ser rectangulares o circulares que permiten que la densidad del cajón sea inferior a la densidad del agua y de esta manera evitar el hundimiento de este manteniéndose a flote.

Ambos tipos de aligeramientos tienen un comportamiento similar y ambos son válidos. No obstante, hay que remarcar que los aligeramientos rectangulares ofrecen más ligereza y por tanto los esfuerzos por peso propio no serán tan acentuados como en los cajones de aligeramientos circulares donde la estructura es más masiva y las flexiones son mayores.

3. ESPECIFICACIONES

3.1. PROCESO CONSTRUCTIVO

Los cajones portuarios desde el momento de su construcción hasta que cumplen su cometido en servicio pasan por diferentes fases para las que se llevarán diferentes combinaciones de acciones para comprobar las secciones críticas de la estructura en cualquiera de estas situaciones. Las fases son: El hormigonado, la flotación, el fondeo y, por último, la fase de servicio.

3.1.1. Hormigonado

El hormigonado del cajón se lleva a cabo mediante diques flotantes contruidos para dicho propósito. Los diques flotantes son equipos muy sofisticados para la ejecución de cajones. Por una parte, cuenta con encofrados que están conformados por chapas metálicas que pueden disponerse según las dimensiones de proyecto.



Figura 4. Vista general de un dique flotante (Fuente: Guía de buenas prácticas en obras marítimas [4])

Además, también cuenta con tanques de lastrado que permiten que el dique se sumerja o emerja durante el proceso de hormigonado. Cuenta con un sistema hidráulico que permite que los encofrados se deslicen a medida que se va conformando el cajón.

La fase inicial del hormigonado consta de la introducción de una pontona donde se ha confeccionado la ferralla que se destinará a la solera, esta ferralla se engancha a los equipos de soporte, se retira la pontona y el dique asciende hasta que la ferralla se coloca sobre la pontona propia del dique. A partir de este momento se colocan los encofrados, la ferralla del fuste y se hormigona a medida que la pontona va descendiendo para poder llevar a cabo la confección de las paredes del cajón. Cabe destacar que el curado del cajón se lleva a cabo mediante la sumersión de este en el agua del mar.

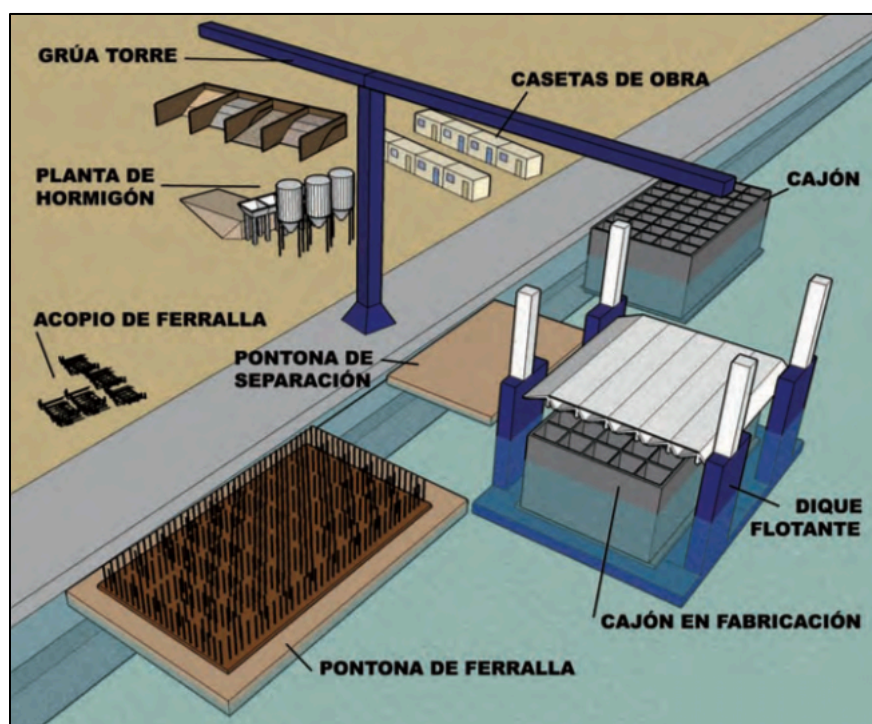


Figura 5. Esquema general del tren de trabajo en la ejecución de cajones flotantes (Fuente: Guía de buenas prácticas en obras marítimas [4])

3.1.2. Flotación

La fase de flotación inicia con la botadura del cajón. Este proceso es uno de los más críticos en cuanto a la estabilidad del cajón y el dique.



Figura 6. Fase de flotación (Fuente: Guía de buenas prácticas en obras marítimas [4])

Consiste en sumergir la pontona del dique y que mediante el principio de Arquímedes se produzca un empuje ascendente del agua que permitan que el cajón se encuentre en suspensión en el agua.

Una vez el cajón se encuentra fuera del dique se rellenan las celdas con agua a un mismo nivel en todas las celdas para evitar desequilibrios. Se remolca hasta el emplazamiento final. Durante este proceso se deberá considerar, entre otros, la longitud de remolque, las condiciones climáticas y el oleaje. Para ello, cabe destacar que se llevan a cabo estudios de viabilidad con las distintas ventanas temporales para optimizar este proceso.

3.1.3. Fondeo

La operación de fondeo consiste en la colocación de los cajones sobre la banqueta de apoyo, en su posición final.

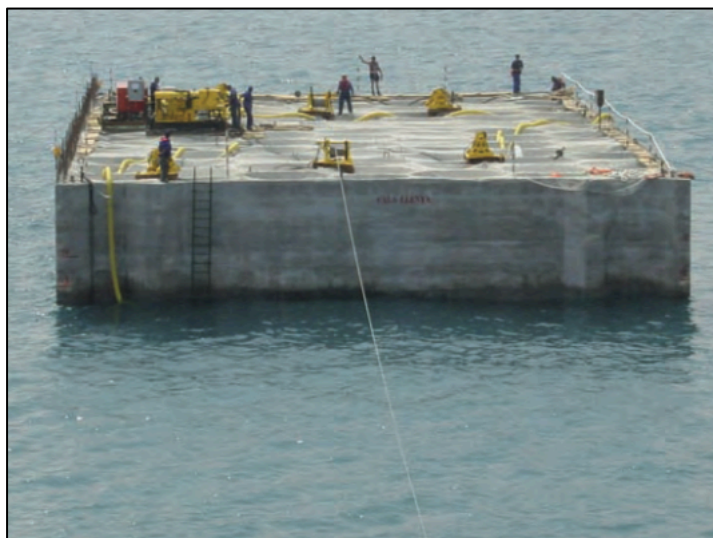


Figura 7. Posicionamiento durante la fase de fondeo (Fuente: Guía de buenas prácticas en obras marítimas [4])

Primero se arrastra hasta la colocación de las 4 esquinas dentro de unas tolerancias correspondientes, seguidamente se rellenan las celdas con material granular para poder acercar el cajón a la banqueta, a partir de aquí se monitorizan las esquinas hasta poder determinar la posición correcta mediante elementos auxiliares. Por último, se rellenan las celdas con agua para un rápido lastrado del cajón.

3.2. DIMENSIONES

Para definir las dimensiones de los cajones portuarios hablaremos de Manga, Eslora y Puntal. La geometría de nuestro cajón vendrá dada por nuestras condiciones en obra que nos establecerán unas longitudes u otras.

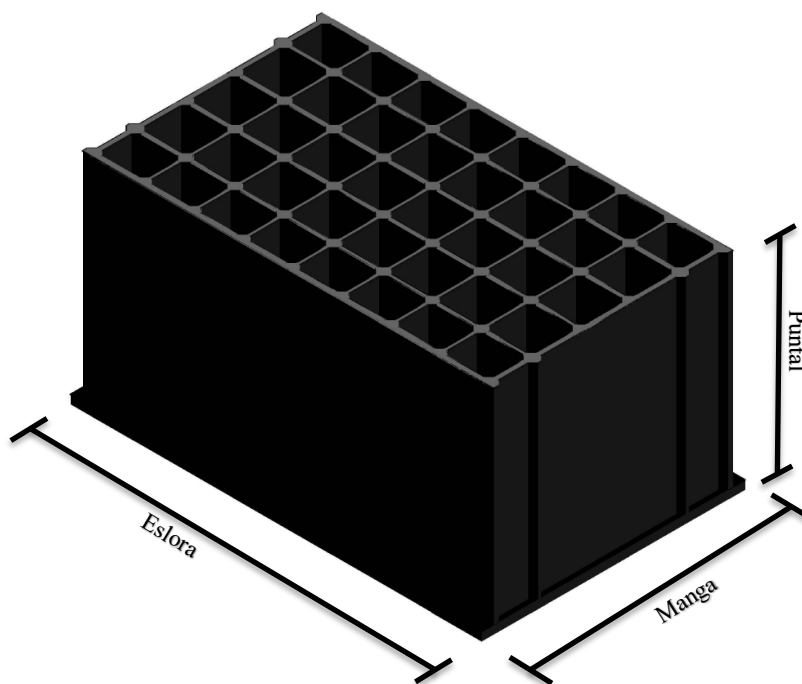


Figura 8. Dimensiones principales del cajón (Fuente: Elaboración propia)

3.2.1. Manga

La manga es como se denomina a la anchura del cajón y a partir de ahora nos referiremos a ella con ese nombre. Viene determinada por las condiciones resistentes exigibles a la estructura, dique o muelle para el que va a ser utilizada en la fase de explotación. En ocasiones es definida por condiciones de estabilidad naval o calado máximo exigible.

Las longitudes habituales oscilan entre 12 y 28 metros

3.2.2. Eslora

La eslora es como se denomina a la longitud del cajón y a partir de ahora nos referiremos a ella con ese nombre. Al ser la mayor dimensión de la estructura viene determinada por 3 factores:

- Capacidad del dique flotante o instalación de fabricación de cajones.
- Condicionantes marítimos para su remolque y fondeo: corrientes, oleajes, viento, etc.
- Condicionantes impuestos por la posibilidad de asientos diferenciales del cimiento.

Por lo general la eslora de los cajones suele estar comprendida entre 25 y 60 metros.

3.2.3. Puntal

El puntal es como se denomina a la altura del cajón y a partir de ahora nos referiremos a ella con ese nombre. Los factores que intervienen en la determinación del Puntal son los siguientes:

- Capacidad del dique flotante o instalación de fabricación de cajones.
- Estabilidad naval del cajón.
- Calado necesario para la botadura del cajón y calados existentes en su lugar de fabricación.
- Calado existente en su lugar de fondeo y zona de transporte.

El puntal jugará un papel importante durante la fase de construcción, ya que, durante su botadura y transporte, como en su fondeo y relleno de celdas, el cajón debe asegurar que la cota de coronación se encuentra por encima del nivel del mar y que los oleajes no rellenen las celdas ya que de lo contrario podrían comprometer la vida útil del mismo. Además, deberemos tener en cuenta los posibles asientos que se puedan generar en el terreno al apoyar el cajón.

En nuestro caso, el mar mediterráneo, existen recomendaciones que indican un resguardo para aguas abrigadas de 1 metro sobre el nivel medio del mar.

3.2.4. Definición Geométrica

Dado que se dispone de la geometría de los cajones que fueron utilizados para la ampliación del Puerto de Valencia, para este trabajo se va a utilizar el prototipo de cajón que consta de las siguientes dimensiones:

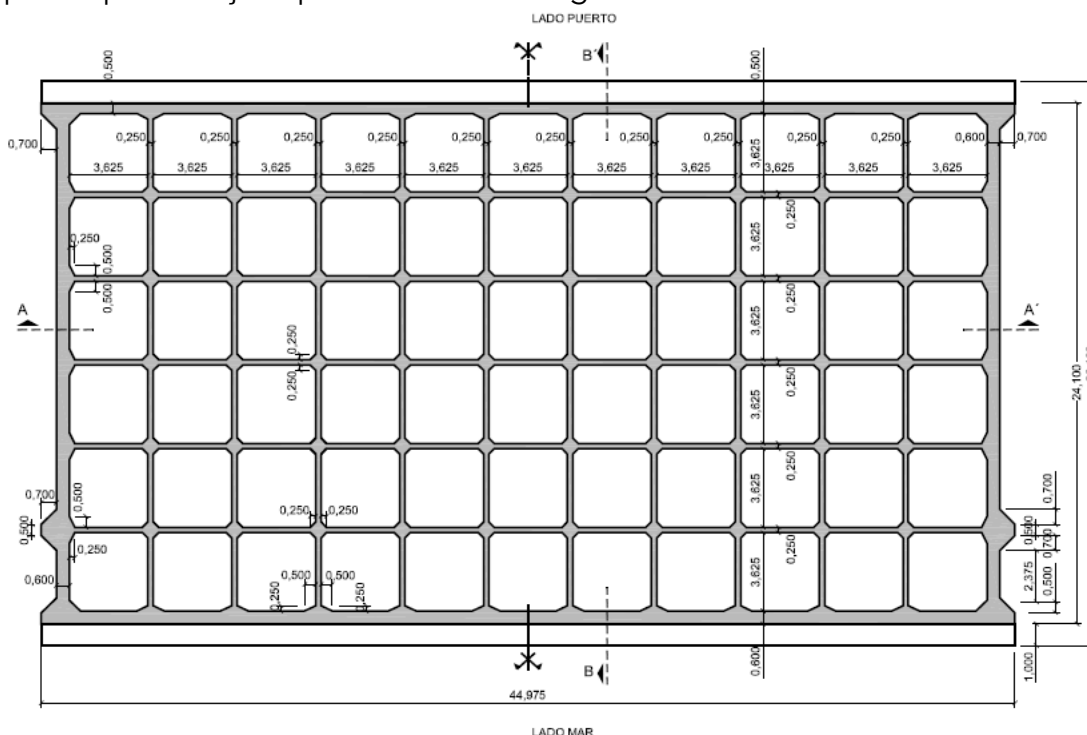


Figura 9. Planta general del cajón modelo (Fuente: Elaboración propia)

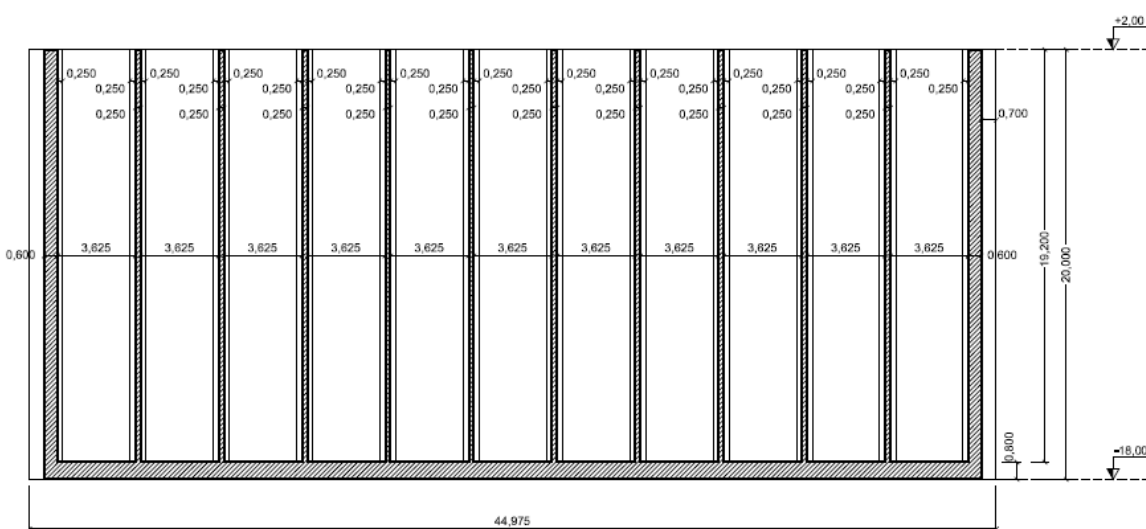


Figura 10. Sección longitudinal del cajón modelo (Fuente: Elaboración propia)

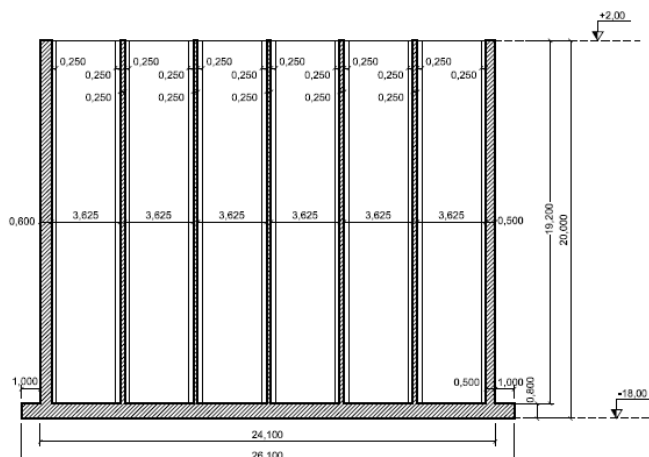


Figura 11. Sección transversal del cajón modelo (Fuente: Elaboración propia)

Las principales características dimensionales a destacar para la realización de un correcto análisis son las que se indican en la tabla siguiente:

Espesor Solera	Vuelo de Zapatas	Espesor Zapatas	Separación Paredes	Espesor P.Interiores	Espesor P.Exterior Mar
0.800 m	1.000 m	0.800 m	3.625 m	0.250 m	0.600 m

En cuanto a las Juntas, se tendrá en cuenta un acartelamiento de 1H:2V en encuentros de pared interior/exterior y un acartelamiento 1H:1V en encuentros de pared interior/interior.

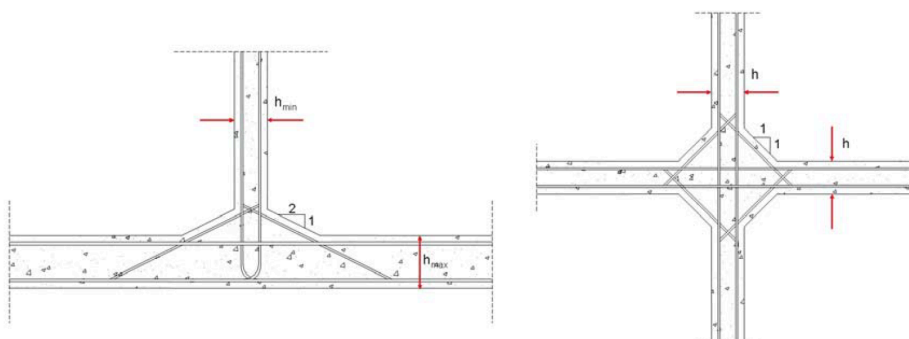


Figura 12. Resolución de nudos y entronques (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

4. ASPECTOS DE PROYECTO

4.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Los cajones deberán ser capaces de resistir las acciones derivadas de su vida útil con un nivel de seguridad aceptable, tanto en la fase de construcción como durante su explotación.

Además deberán ser proyectados y construidos para que sean capaces de soportar las acciones extraordinarias o accidentales, tales como un sismo y no se lleguen a producir daños desproporcionados que comprometan a la estructura y su funcionalidad.

Por tanto, un cajón flotante debe asegurar estos tres términos:

- Resistencia mecánica
- Estabilidad
- Seguridad de uso

4.2. VIDA ÚTIL

La vida útil, en este caso de los cajones, es establecido en base a lo indicado en la *ROM 0.0* [7]. Se basa en el índice de repercusión económica de la obra para establecer el periodo de vida útil de la estructura. Dadas las circunstancias para las que van a ser utilizados los cajones, teniendo en cuenta que el fallo del muelle podría suponer una parada en la actividad portuaria y una relevante repercusión económica se cataloga esta estructura portuaria con un $IRE > 20$, es decir, una obra con repercusión económica alta.

Por tanto, la durabilidad del cajón por el hecho de considerarse una obra con $IRE > 20$ es de 50 años como mínimo. Teniendo todo esto en cuenta y a efectos de la elaboración y análisis de resultados en este trabajo se va a considera una vida útil de 50 años.

4.3. SITUACIONES DE PROYECTO

Se considera situación de proyecto a la simplificación de la realidad válida durante un intervalo de tiempo definido en el cual los procesos que tienen lugar pueden llegar a provocar una variabilidad de los factores de proyecto y una respuesta estructural o funcional de la obra que pueden suponerse estacionarios estadísticamente. Para el diseño de los cajones portuarios se toman las siguientes situaciones de proyecto:

- **PERSISTENTES:** Se corresponden con las condiciones de uso habitual de la estructura y que pueden producirse durante la vida útil de la misma. En estas situaciones, la geometría, las propiedades de los materiales y las características del terreno mantienen su carácter estacionario durante periodos de larga duración.

- **TRANSITORIAS:** Son aquellas que ocurren durante cortos periodos de duración respecto a la vida útil de la estructura, producidas, ya sea por la geometría (en fase de construcción), por las características del terreno (en fase de consolidación) o por acciones actuantes (cargas de uso y explotación en fases de reparación o mantenimiento).

- **EXCEPCIONALES:** Aquellas en las cuales ocurren en intervalos muy cortos de tiempo y, de manera accidental o excepcional.

4.4. BASES DE CÁLCULO

El método de los estados límite

Los estados límite se definen como situaciones la cuales, en el caso de ser superadas, dan lugar a que la estructura no cumpla con alguna de las funciones para las que fue proyectada.

Podemos distinguir entre dos tipos de estados límite:

· Estados Límite Último (ELU). Dentro del ámbito de los cajones portuarios se encuentran:

- Estados límite de equilibrio.
- Estado límite de agotamiento por tensiones normales.
- Estado límite de agotamiento frente a esfuerzo cortante.

· Estado Límite de Servicio (ELS). En cajones flotantes, es relevante la verificación frente al Estado límite de Fisuración.

Por tanto, se deberá comprobar que las dimensiones de nuestro cajón portuario no supera ninguno de los estados límite citados anteriormente teniendo en cuenta los valores de cálculo de las acciones, la resistencia de los materiales y de la geometría de la estructura.

Para llevar a cabo dicha comprobación se debe adoptar unos valores reales de las acciones que van a ser actuantes sobre la estructura o sobre una parte de ella y por otra parte la respuesta que estas acciones pueden remitir en la estructura. Se garantizará que no se sobrepasa el estado límite siempre y cuando los valores de las acciones sean inferiores a la respuesta estructural. De acuerdo con las normas nacionales y europeas se considerarán para la comprobación de estado límite las probabilidades de fallo del orden de 10^{-4} para estados límite últimos y 10^{-2} para estados límite de servicio.

5. ACCIONES

5.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

Las acciones son clasificadas según su variabilidad temporal en la situación de proyecto considerada, definida en términos de probabilidad de ocurrencia de un valor representativo y de persistencia o tiempo medio de la ocurrencia durante la duración de la situación de proyecto, en:

- ACCIONES PERMANENTES (G): Peso propio, el empuje hidrostático y el peso de las tierras.
- ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*): Empuje de las tierras o la retracción.

- ACCIONES VARIABLES (Q): Sobrecarga de uso, sobrecargas de oleaje, temperatura, etc.
- ACCIONES EXTRAORDINARIAS (A)

También pueden ser clasificadas por su naturaleza en:

- ACCIONES DIRECTAS: Aplicadas directamente sobre la estructura, como el peso propio, el oleaje, los empujes del agua o los empujes de tierra. Deben considerarse tanto en Estado Límite Último como en Estado Límite de Servicio.
- ACCIONES INDIRECTAS: Son deformaciones impuestas o aceleraciones capaces de dar lugar, de manera indirecta a fuerzas, como, la retracción, la variación de temperatura y las acciones sísmicas.

5.2. ACCIONES A CONSIDERAR - HIPÓTESIS DE CARGA

5.2.1. Cargas permanentes (G)

Peso propio

El peso propio se calculará de acuerdo con las dimensiones geométricas del cajón establecida en los planos. Se tomará un valor de 25 kN/m^3 para el peso específico del hormigón, siendo considerado como peso específico seco. Respecto a la presencia de las fibras, la presencia de estas no supondrá una alteración del valor del peso específico del hormigón para las acciones permanentes.

La acción del peso propio se dividirá en dos, por una parte, el peso propio de la solera y las zapatas, P_{0c} (22880,55kN) y por otro lado el peso propio de las paredes del cajón, P_{0p} (140758,2 kN) . En fase de servicio, la parte de la superestructura que corresponde a una carga muerta se considerará incluida en la acción P_0 .

Empuje de Arquímedes

El empuje de Arquímedes o empuje ascensional del agua corresponde a una fuerza vertical ascendente equivalente al peso del agua desplazada por el cajón. Esta fuerza será representada como una presión uniforme repartida en la base del cajón denominada P_a . Para la determinación de P_a se tomará un peso específico del agua de $10,1 \text{ kN/m}^3$.

Los coeficientes parciales de seguridad que afecten a esta acción serán siempre iguales que los que afecten al peso propio debido a que se trata de acciones de la misma naturaleza.

Carga muerta

Será incluida en P_0 en fase de servicio como se ha indicado anteriormente ya que se considera como una acción permanente de la superestructura y de las tierras colocadas sobre el cajón

Empuje hidrostático

Los empujes serán calculados a partir de un peso específico del agua de $10,1 \text{ kN/m}^3$. En cuanto a la presión a una altura h será calculada mediante :

$$e_a = \gamma_w Z$$

Siendo Z la altura del nivel piezométrico en el punto de determinación del empuje. Para determinar z , se tendrán en cuenta las tablas 3.3.1 y 3.4.1 de la ROM 0.5 [7].

A lo largo de la vida del cajón, el empuje del agua, considerado como E_a , da lugar a cuatro hipótesis de carga diferenciadas:

- Empuje hidrostático en fase de flotación.
- Empuje hidrostático en fase de fondeo.
- Empuje hidrostático en fase de relleno.
- Empuje de agua en fase de servicio.

Además, deberemos tener en cuenta el peso del agua que se encuentran ocluidas en las celdas del cajón (P_l) y sobre las superficies de las zapatas (P_{lz}).

Peso de las tierras

Se incluye el peso de tierra que se encuentra sobre la zapata en el lado de las tierras (P_t), será considerado como una acción permanente y su valor será calculado mediante la densidad sumergida del terreno hasta el nivel correspondiente del mar.

Acciones verticales debidas a las tierras del material ensilado (P_r)

Para la presión vertical de las tierras del relleno de las celdas se tendrá en cuenta el llamado efecto silo. Este efecto supone una compresión favorable en las paredes de las celdas.

Debido al rozamiento entre las tierras y las paredes, únicamente una parte del peso de las tierras es transmitida a la solera como carga repartida. A esta parte que si es transmitida se le denomina p_r , mientras que el resto del peso que es transmitido por el fuste se denomina p_r' .

Las presiones p_r y p_r' , a una determinada profundidad z , vendrán dadas por las siguientes expresiones:

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

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

$$Z_0 = \frac{A}{u \lambda * \operatorname{tg} \delta}$$

Siendo:

Z Profundidad desde la cara superior del terreno hasta el punto en el que se evalúa el empuje.

P_r' Presión vertical de rozamiento debida al empuje de tierras.

P_r Presión vertical debido al empuje de tierras.

λ Coeficiente de empuje horizontal. Para rellenos granulares, salvo mejor, justificación, se recomienda adoptar un valor de 0.5 para este parámetro (empuje al reposo para un ángulo de rozamiento interno de 30°).

γ' Peso específico sumergido del material de relleno. En caso de utilizarse material granular, se recomienda adoptar 10kN/m³ como valor de γ' .

δ Ángulo de rozamiento terreno-estructura. Se podrán adoptar el 75% del ángulo de rozamiento interno (φ). Para φ se recomienda adoptar un valor de 30° , para terrenos arenosos.

A Área de una celda.

u Perímetro de una celda.

q Sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas.

El peso de las tierras del material ensilado da lugar a dos hipótesis de carga:

- Peso de tierras durante el relleno del cajón.
- Peso de tierras en fase de servicio.

5.2.2. Cargas permanentes de valor no constante (G*)

Acciones horizontales debidas a las tierras del material ensilado

En la evaluación de las acciones debidas al empuje de tierras del relleno de las celdas se tendrá en cuenta el efecto silo. Este efecto limita el crecimiento de la tensión debida al empuje de tierras con la profundidad.

El empuje de tierras podrá calcularse a partir de las siguientes expresiones:

$$e_r = \lambda \gamma' Z_0 \left(1 - e^{-Z/Z_0} \right) + \lambda q e^{-Z/Z_0}$$
$$Z_0 = \frac{A}{u \lambda * \operatorname{tg} \delta}$$

Siendo :

Z Profundidad desde la cara superior del terreno hasta el punto en el que se evalúa el empuje.

e_r Presión horizontal debida al empuje de tierras.

λ Coeficiente de empuje horizontal. Para rellenos granulares, salvo mejor, justificación, se recomienda adoptar un valor de 0.5 para este parámetro (empuje al reposo para un ángulo de rozamiento interno de 30°).

γ' Peso específico sumergido del material de relleno. En caso de utilizarse material granular, se recomienda adoptar 10kN/m³ como valor de γ' .

δ Ángulo de rozamiento terreno-estructura. Se podrán adoptar el 75% del ángulo de rozamiento interno (φ). Para φ se recomienda adoptar un valor de 30°, para terrenos arenosos.

A Área de una celda.

- u Perímetro de una celda.
- q Sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas.

El peso de las tierras del material ensilado da lugar a dos hipótesis de carga:

- Peso de tierras durante el relleno del cajón.
- Peso de tierras en fase de servicio.

Acciones debidas al empuje de tierras en trasdós de muro

De acuerdo con las recomendaciones, se llevará a cabo el cálculo de empujes de tierras en el trasdós del muelle en fase de servicio siguiendo lo indicado en el apartado 3.7 de la ROM 0.5.

Retracción

En el caso de los cajones portuarios se tendrá en cuenta el efecto de la retracción con la colocación de cuantías de armaduras mínimas indicadas por el manual para cubrir este tipo de efectos.

5.2.3. Cargas variables (Q)

Sobrecarga de uso y explotación

La simultaneidad y compatibilidad entre sobrecargas de uso y explotación se indica en la ROM 0.2 [6]. Dentro de las cargas variables de uso y explotación encontramos diferenciadas 5 tipos de cargas (Estacionamiento y almacenamiento, Equipos e instalaciones de manipulación de mercancías, Tráfico, Dimensionamiento de firmes y explanadas, Operaciones de buques).

Para el caso que nos encontramos se va a tomar la carga de estacionamiento y almacenamiento, ya que es el fin para el que va a ser destinado nuestra obra.

Para ello, la ROM 0.2 define las cargas de estacionamiento como el peso específico del material que va a ser apilado sobre el cajón (γ) y, por otra parte, la altura máxima de almacenamiento (H_a).

$$Q_{V1} = \gamma * H_a$$

Las tablas 3.4.2.3.1.1 y 3.4.2.3.1.1 que figuran en la ROM ofrecen unos valores según el material. En nuestro caso consultando la tabla y teniendo en cuenta que el uso de los cajones va a ser para almacenamiento de contenedores obtenemos unos valores de $\gamma = 0,50 \text{ t/m}^3$ y $H_a = 10\text{m}$.

Además, la ROM nos indica que apliquemos un pequeño coeficiente corrector de 0,8 debido a que existe una pequeña probabilidad de que se encuentren todos los contenedores almacenados a una altura máxima en un mismo instante. Con ello obtenemos $P_{sc} = 40 \text{ KN/m}^2$.

5.2.4. Acciones climáticas

Oleaje

El análisis que en este caso se va a llevar a cabo, será sobre los cajones que conformarán el muelle principal de la nueva terminal de contenedores, situado en unas aguas con alto grado de abrigo en el que se puede considerar que el oleaje de proyecto no tiene relevancia. Por consiguiente, en el cálculo de las acciones actuantes sobre el cajón, y en concreto sobre la parte de la solera de éste, no se tendrá en cuenta la acción del oleaje.

Temperatura

Siguiendo las indicaciones no será necesario tener en cuenta el efecto de la temperatura debido a que se va a disponer una cuantía mínima de armadura para poder despreciar este efecto, de acuerdo con lo indicado en el manual.

5.2.5. Acciones Extraordinarias (A)

Sismo

Para determinar la acción sísmica se tomará en consideración la Norma de Construcción Sismoresistente (NCSE) y el apartado 3.10 de la ROM 0.5.

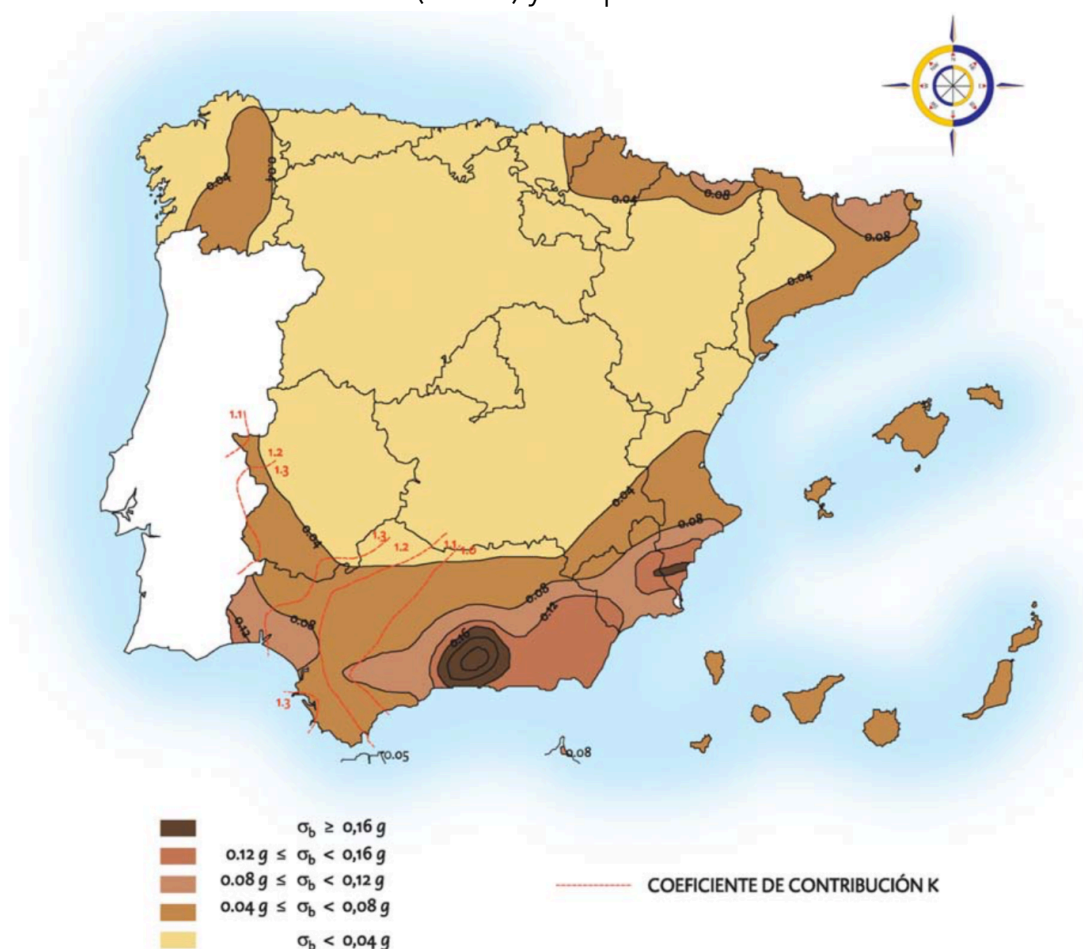


Figura 13. Aceleración básica a considerar en España. (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

En nuestro caso, Valencia cuenta con una aceleración básica de 0,06g y es una obra de importancia. Por tanto, como indica la norma, debería considerarse la acción sísmica.

No obstante, teniendo en cuenta el fin de este trabajo académico, la propuesta y estudio de una propuesta de hormigones con fibras la acción sísmica no incide tanto en el refuerzo de armadura del cajón, sino que influye mas en la estabilidad de este. Por ello no se va a considerar la acción sísmica.

5.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

El valor característico de una acción, denominado como F_k , es el valor representativo. En el caso de los cálculos de nivel 1, la definición del valor característico de las acciones se corresponderá con un valor nominal o, cuando exista base estadística suficiente que permita la determinación de la función de distribución, a través del valor asociado a un determinado cuartil de dicha función de determinación.

En nuestro caso, acciones que tomarán valores nominales, serán las cargas permanentes y las sobrecargas de uso y explotación. En el caso de valores determinados por un cuartil en una función de distribución encontraremos el sismo.

En el caso de la acción del sismo se adoptará como valor característico de la acción el correspondiente a un periodo de retorno de 500 años.

5.4. OTROS VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Los valores representativos de una acción variable son aquellos valores con los que participa en las ecuaciones de verificación de los diferentes modos de fallos adscritos tanto a estados límite últimos como de servicio, al objeto de tener en cuenta tanto la simultaneidad como el valor de compatibilidad de las acciones que intervienen en dichas ecuaciones de verificación.

Los valores representativos de las acciones variables son los siguientes:

· $\psi_0 F_k$: El valor ψ_0 depende del agente o agentes que causa la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de otros datos, simplifícadamente puede tomarse $\psi_0 = 0,7$.

· $\psi_1 F_k$:.En estos casos, el valor ψ_1 depende del agente o agentes que causan la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de

otros datos, simplificadaamente puede tomarse $\psi_1 = 0,6$ para las sobrecargas de uso y explotación.

$\cdot\psi_2F_k$: En estos casos, el valor de ψ_2 depende del agente o agentes que causan la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de otros datos, simplificadaamente puede tomarse $\psi_2 = 0,5$ para las sobrecargas de uso y explotación.

5.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Se define como el valor de cálculo de la acción, F_d , obtenido como el producto del valor representativo por un coeficiente de seguridad, γ_f .

$$F_d = \gamma_f \psi_i F_k$$

5.5.1. Coeficientes de seguridad en Estados Límite Últimos (ELU)

Para las comprobaciones de Estado Límite Últimos, se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad parciales.

Estado Límite Último					
		Combinación Persistente o transitoria		Combinación Excepcional	
Tipo de Acción	Acción	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
<i>Permanente (G)</i>	Peso propio	1,00	1,35	1,00	1,00
	Empuje Hidrostático	1,00	1,35	1,00	1,00
	Peso de tierras	1,00	1,35	1,00	1,00
<i>Permanente de valor variable (G*)</i>	Empuje de tierras	1,00	1,50	1,00	1,00
<i>Sobrecargas (Q)</i>	Uso y explotación	0,00	1,50	0,00	1,00
<i>Sobrecargas climáticas (Q)</i>	Oleaje	0,00	1,50	0,00	1,00
<i>Extraordinaria (A)</i>	Sismo			0,00	1,00
	Oleaje extraordinario			0,00	1,00

5.5.2. Coeficientes de seguridad en Estados Límite de Servicio (ELS)

Para las comprobaciones de Estado Límite de Servicio, se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad parciales.

Estado Límite de Servicio			
		Combinación Persistente o transitoria	
<i>Permanente (G)</i>	Peso Propio	1,00	1,00
	Empuje Hidrostático	1,00	1,00
	Peso de las tierras	1,00	1,00
<i>Permanente de valor variable (G*)</i>	Empuje de tierras	1,00	1,00
<i>Sobrecarga (Q)</i>	Uso y explotación	0,00	1,00
<i>Sobrecargas climáticas (Q)</i>	Oleaje	0,00	1,00

5.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

5.6.1. Estados Límite Últimos

Las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias se ajustarán al siguiente formato:

$$\gamma_G G + \gamma_{G^*} G^* + \gamma_Q Q_{k,l} + \sum_{i>l} \gamma_Q \psi_0 Q_{k,i}$$

A falta de otros datos, tomaremos como coeficientes de combinación para la sobrecarga de uso y explotación los que encontramos en la tabla 5.6.1.1. del manual siendo:

$$\psi_0 = 0,70 \quad \psi_1 = 0,60 \quad \psi_2 = 0,50$$

Como hemos comentado anteriormente, a lo largo de la vida del cajón portuario hay diferentes esfuerzos que van a influir sobre él. Por ello, a continuación, se recogen las diferentes combinaciones que se van a tomar para el análisis de esfuerzos teniendo según los momentos mas críticos a los que se va a enfrentar nuestra estructura.

Combinación 1 Fase de Flotación			
PP cajón	Empuje ascensional Agua	Peso del agua	Empuje Hidrostático
1,35	1,35	1,35	1,35

Combinación 2 Fase de FONDEO			
PP cajón	Empuje ascensional Agua	Peso del agua	Empuje Hidrostático
1,35	1,35	1,35	1,35

Combinación 3 Presión sobre una celda
Empujes Horizontales
1,50

Combinación 4 Fase de Servicio								
PP cajón	Empuje ascensional Agua	Peso del agua	Empuje Hidrostático	Acciones Verticales	Empujes Horizontales	Empuje de Tierras en trasdós	Peso de Tierras en trasdós	Sobrecarga de uso
1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	1,50	1,35	1,50

A continuación, se van a introducir las diferentes fases en la vida del cajón, las acciones que remiten y sobre que partes del cajón van a ser críticas y por tanto precisarán de una comprobación.

5.6.1.1. Fase de flotación

El lastrado de los cajones, necesario por condiciones de estabilidad naval, se realizará con lastres líquidos, ya que el cajón a analizar sin lastre no flota establemente. Para evitar que se produzcan desniveles de agua importantes entre celdas, éstas se suelen comunicar por grupos entre sí a una altura tal que quede asegurada la estabilidad naval del cajón. A su vez, esta disposición también permite corregir escoras.

Para ello se ha supuesto un nivel de lastre líquido de 2,15 metros para el cual se cumple el Estado Límite de Estabilidad. Para este nivel de lastre se obtiene un calado de 12,673 metros. El lastre en todas las celdas será uniforme para evitar que en las paredes interiores haya diferencias de empujes de agua y, además, asegurar una mayor estabilidad.

Paredes exteriores

Las paredes exteriores se van a encontrar bajo solicitaciones de los empujes hidrostáticos durante la fase de flotación, por tanto, los factores que influirán a la hora de comprobarlos serán, el nivel del lastre líquido de las celdas y el calado del cajón.

Dependiendo del nivel de lastre líquido la ley de presiones que encontraremos será triangular hasta ese punto y rectangular hasta la base de la solera. Como podemos ver en la figura 14.

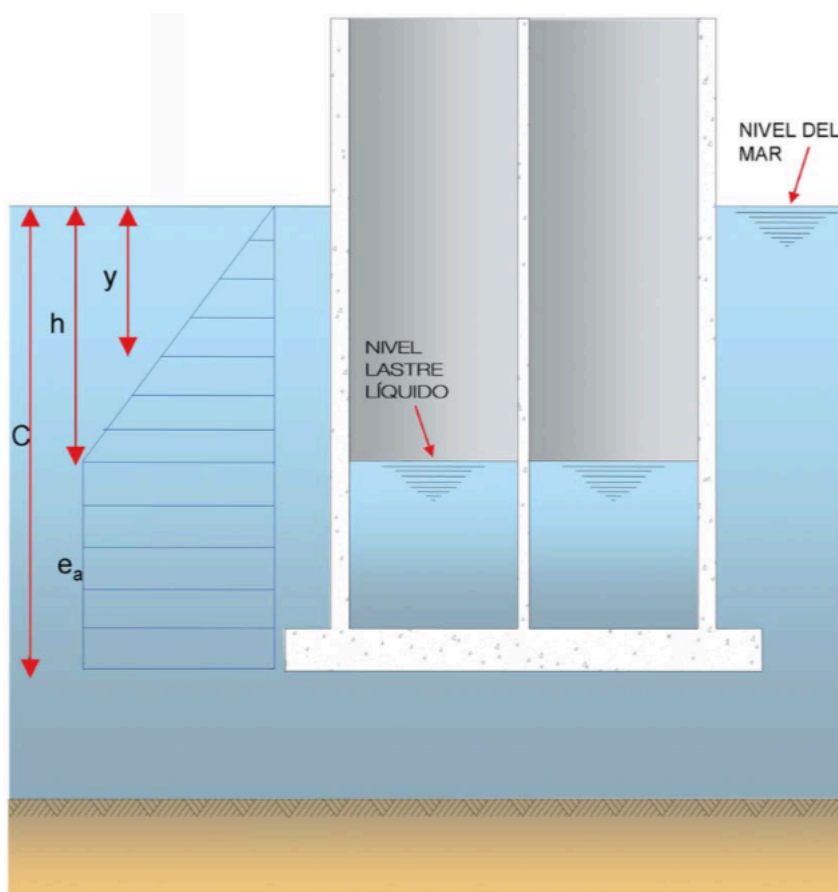


Figura 14. Esquema de acciones durante fase de flotación (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

La combinación a considerar será $1,35 \times E_a$. Esta combinación es un **estado crítico** que debe comprobarse siempre.

$$E_a = 53,81 \frac{kN}{m^2} \times 1,35 = 72,64 \frac{kN}{m^2}$$

Paredes interiores

En el caso de las paredes interiores no se va a llevar a cabo comprobaciones debido a que hemos supuesto que los niveles de lastre en todas las celdas se encuentran al mismo nivel y por tanto no se producen diferencias de presión y no hay esfuerzos que se deban considerar en esta combinación.

Solera

La solera se va a encontrar solicitada por las acciones que se representan en la figura 15. El empuje de Arquímedes, equivalente al calado del cajón (P_a), el peso propio del cajón (P_{oc}) y el peso del lastre líquido (P_l).

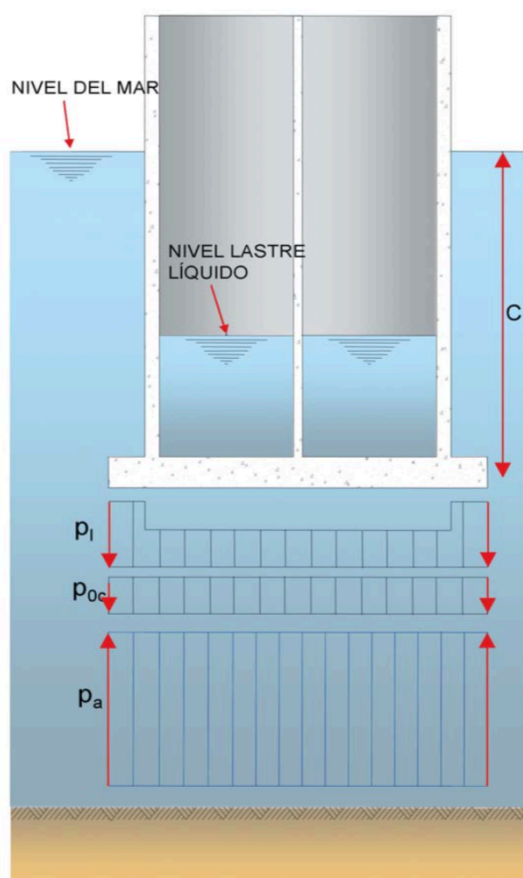


Figura 15. Acciones actuantes bajo la solera en la fase de flotación (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

La combinación de acciones a considerar para el cálculo de la solera será:

$$1,35 \times (P_a - P_{oc} - P_l)$$

·Empuje ascensional del agua:

$$P_a = 1,464 \times 10^5 \text{ kN}$$

·Peso propio de la solera:

$$P_{oc} = 2,288 \times 10^4 \text{ kN}$$

· Peso del lastre liquido:

$$P_l = 1,461 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$1,35 \times (14,6 - 2,28 - 1,46) \times 10^4 = 128,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(En sentido ascendente, contrario a la fuerza de la gravedad)

5.6.1.2. Fase de fondeo

Durante la fase de fondeo las celdas se rellenan con agua hasta que el cajón toca fondo. La altura del nivel de lastre que se adoptará será la suficiente para que el calado del cajón sea de 18 metros. El calado a partir del cual se cumple esta premisa es 2,70m. No obstante, se va a rellenar las celdas hasta 8 metros. De esta manera, por una parte, se asegura la estabilidad del cajón y que no se produce reflotación y por otra, se generarán unas presiones ligeramente menores a las que teníamos en fase de flotación.

En este caso, la costa valenciana, no se encuentra ante grandes cambios de marea, por el hecho de su situación geográfica y por ello la fase de fondeo no supondrá problemas a la hora de llevarse a cabo. No obstante, cabe destacar de que en el caso de encontrarnos en otra situación geográfica en la que contemos con marea astronómica, se debería realizar el fondeo en marea decreciente.

Las leyes de presiones que encontramos son análogas a las que se producían en la fase de flotación, con la salvedad de que todo el cajón se encuentra sumergido, las celdas se encuentran enrasadas hasta el nivel del mar, en este caso. Por tanto, las presiones variarán.

Paredes exteriores

Las presiones en las paredes exteriores en esta fase disminuyen debido a que el nivel de los lastres del cajón ha subido de nivel y por tanto la presión que se produce en las paredes exteriores es menor, como podemos observar en la figura 16.

Este proceso es crítico y debe ser comprobado porque, aunque vemos que las presiones son inferiores a la flotación los empujes se acercan a la coronación y por tanto debemos contemplarlos en el estudio.

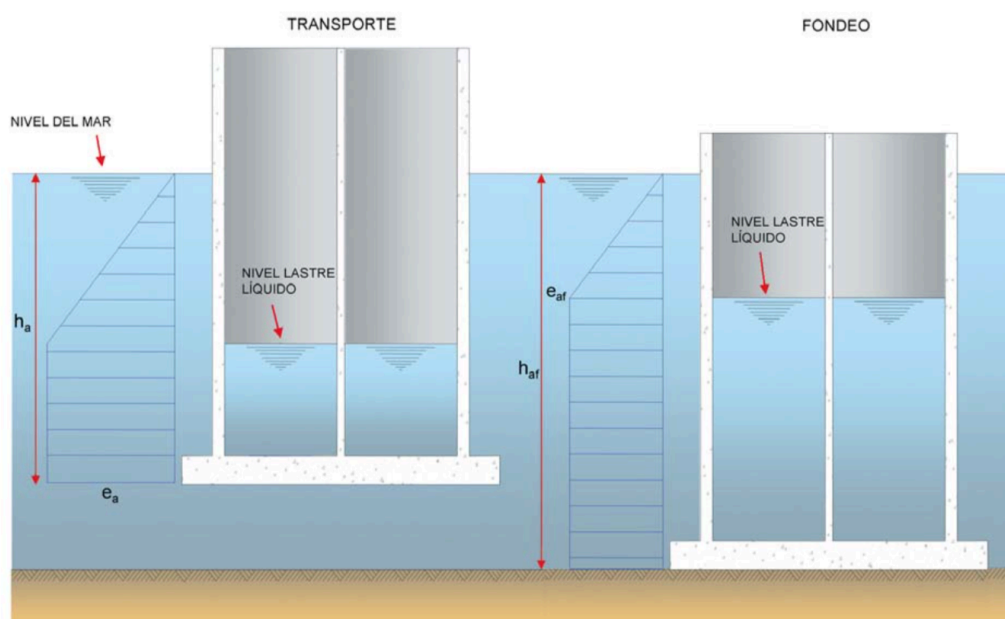


Figura 16. Desarrollo de acciones durante el fondeo (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

La combinación a considerar será $1,35 \times E_a$.

$$E_a = 67,40 \frac{kN}{m^2} \times 1,35 = 91 \frac{kN}{m^2}$$

Paredes interiores

Al igual que en caso del fondeo, mantenemos el nivel de los lastres de todas las celdas con un mismo nivel, lo que nos asegura que no se van a generar tensiones entre las paredes interiores ni empujes de unas paredes a otras. Por tanto, al igual que en fondeo no vamos a realizar comprobaciones con respecto a las paredes interiores.

Solera

En cuanto a la solera, omitiremos el cálculo de las acciones que actúan sobre ella, ya que el manual nos indica que los empujes de agua que actúan sobre ella no son críticos para su diseño y, por tanto, para esta fase se ha decidido no calcularlos.

5.6.1.3. Relleno del cajón

Una vez fondeado el cajón se procede al relleno de sus celdas con material granular. Para poder llevar a cabo el proceso con seguridad y sin limitaciones hay que suponer que una o varias celdas puedan llenarse en su totalidad estando las contiguas vacías.

Supondremos que el cajón se encuentra con un calado de 18 metros y que las celdas se encuentran totalmente rellenas por el material y lastradas con 8 metros de agua.

Para ello llevaremos a cabo las formulaciones que habíamos introducido en el apartado 5.2.1 y 5.2.2 correspondientes al *efecto silo*.

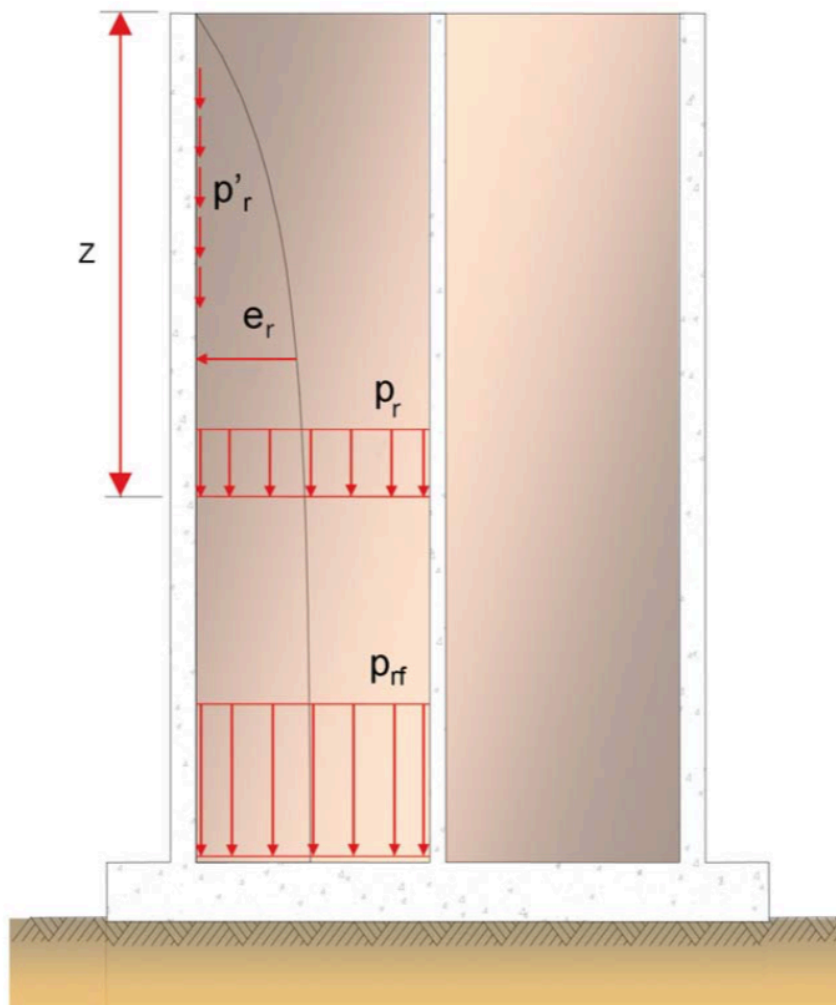


Figura 17. Acciones derivadas del efecto silo (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

Paredes exteriores

Las paredes exteriores se encuentran en esta fase por:

- Empujes horizontales del material ensilado (e_r) en kN/m^2 .
- Empuje hidrostático debido al desnivel del agua (e_a) en kN/m^2 .

La combinación de acciones que se considerará en Estado Límite Último para el dimensionamiento de las paredes exteriores será $1,5E_r + 1,35E_a$.

El empuje horizontal del material ensilado (E_r) se corresponde con un valor de $16,22 \text{ kN/m}^2$.

Este estado no es crítico para el diseño. Las solicitaciones son iguales o menores que las que se producen con el cajón en servicio.

Paredes interiores

Como hemos comentado anteriormente, se considera que los niveles hidrostáticos en las celdas son uniformes y por tanto en el momento del relleno de celdas únicamente afectarán los empujes del relleno E_r .

La combinación de cargas a considerar en ELU será por tanto $1,5 E_r$, donde E_r se corresponde con un valor de $16,22 \text{ kN/m}^2$ como en el apartado anterior.

$$1,5 \times E_r = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Solera

La solera se encuentra sometida a las siguientes solicitaciones:

- P_{rf} : Fuerza vertical a nivel de solera debida al material de relleno de celdas
- P_{oc} : Peso propio de la solera
- P_l : Peso del agua en el interior de las celdas
- P_a : Empuje ascensional del agua producido por las aguas exteriores
- P_c : Reacción del terreno

La combinación de acciones actuantes directamente sobre la solera en ELU será, por tanto:

$$1,35 \times (P_{oc} + P_l - P_a + P_{rf}) - P_c$$

La reacción del terreno P_c se obtiene a partir del equilibrio con las acciones exteriores actuantes sobre el cajón con sus coeficientes de ponderación correspondiente.

$$P_c = 1,35 \times (P_o - P_a + P_l + P_{lz} + P_{rf} + P'_r)$$

Por tanto, P_c se corresponde con una fuerza $1,35 \times 10^5$ kN en sentido ascendente, contrario al sentido de la gravedad.

P_{oc}	P_l	P_a	P_{rf}	P_c
$2,288 \times 10^4$ kN	$6,186 \times 10^4$ kN	$2,081 \times 10^5$ kN	$6,722 \times 10^4$ kN	$1,35 \times 10^5$ kN

$$1,35 \times (P_{oc} + P_l - P_a + P_{rf}) - P_c = 184,54 \frac{kN}{m^2}$$

Representada como una carga repartida a lo largo de toda la superficie inferior de la solera y en sentido ascendente, contrario al sentido de la gravedad.

5.6.1.4. Fase de servicio

Para la fase de servicio se van a tener en consideración que el manual indica que según la zona en la que nos encontramos y si cuenta con marea astronómica o no habrá que diseñar con un calado o con otro. En nuestro caso el nivel de las aguas exteriores, por tratarse de una zona sin marea astronómica se va a tomar -0,8 metros del calado habitual del cajón, es decir, 17,2 metros. Además, se va a suponer que el nivel de agua y de relleno de las celdas se encuentra hasta la coronación, es decir, 20 metros.

Paredes exteriores

Para la fase de servicio las paredes exteriores van a estar sometidas a los empujes horizontales correspondientes al efecto silo. Por otra parte, como se ha comentado anteriormente se supondrá que el agua de las celdas se encuentra hasta el nivel de coronación, por tanto, se van a producir empujes hidrostáticos en la cara interior de la pared exterior.

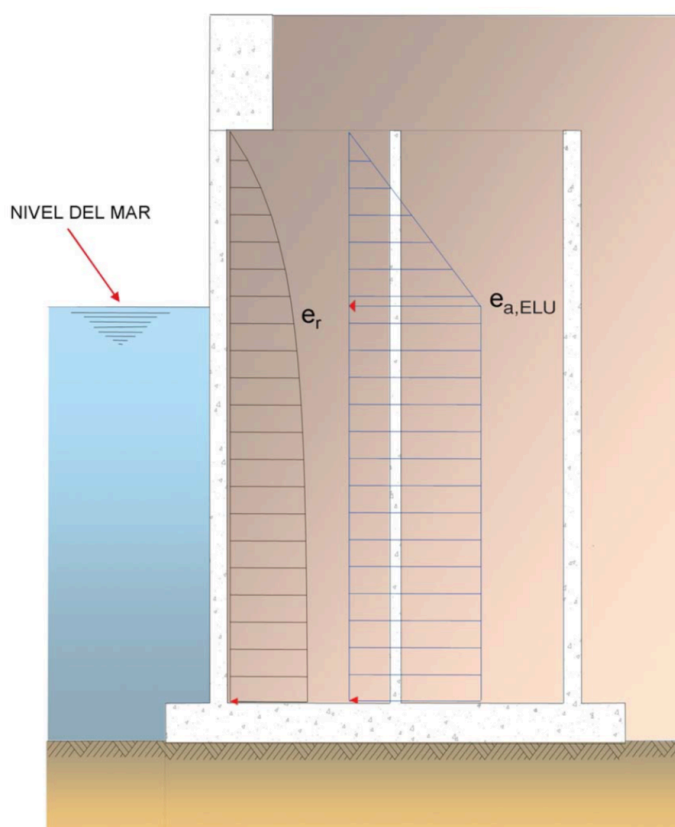


Figura 18. Empujes sobre la pared exterior en fase de servicio (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

Las solicitaciones que se acaban de comentar son las que encontramos representadas en la figura 18.

La combinación de acciones correspondiente en ELU será: $1,5 \times E_r + 1,35 \times E_a$

En este caso tenemos unos valores correspondientes de $E_a = 18,43 \text{ kN/m}^2$ y $E_r = 16,26 \text{ kN/m}^2$. Dando lugar a la siguiente combinación

$$1,5 \times e_r + 1,35 \times e_a = 50 \frac{kN}{m^2}$$

Teniendo en cuenta que, aunque la ley de cargas sobre la pared posterior del cajón en servicio, en el caso de muelles, es diferente a la indicada, ya que habría que añadir con signo contrario los empujes del terreno y las posibles sobrecargas, las armaduras calculadas a partir de las sollicitaciones señaladas en flotación, fondeo y servicio para las paredes exteriores, hace innecesario la comprobación del caso real, por armarse las paredes simétricamente y tener éstas el espesores muy similares, iguales a efecto de cálculo.

Paredes interiores

Al igual que los casos anteriores, suponemos que los niveles de relleno y de lastre se encuentran a un nivel constante. Por tanto, no se generan esfuerzos en las caras de las paredes. No obstante, se llevará a cabo el análisis de las paredes con la fuerza de tracción transmitido por las paredes exteriores.

Solera

La combinación de acciones correspondiente al cálculo de la solera en ELU en fase de servicio serán las siguientes:

$$1,35 \times (P_o + P_l - P_a) + 1,35 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c$$

$$1,00 \times (P_o + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_o el peso de la solera, P_{rf} el peso del relleno sobre la solera, P_l el peso del agua en el interior de las celdas, P_a el empuje ascensional del agua y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas.

Para la obtención de los valores favorables y desfavorables de la reacción del terreno, P_c , se tendrán en cuenta las acciones que actúan representadas en la figura 19.

- Peso propio del cajón en seco incluso superestructura, P_o .

$$P_o = 1,637 \times 10^5 \text{ kN}$$

- Peso del agua en el interior de las celdas, P_i .

$$P_i = 1,650 \times 10^5 \text{ kN}$$

- Peso del agua que gravita sobre las zapatas, P_{Iz} .

$$P_{Iz} = 1,743 \times 10^4 \text{ kN}$$

- Peso del relleno de celdas, P_r y $P_{r'}$.

$$P_{r+r'} = 6,72 \times 10^4 \text{ kN}$$

- Empuje ascensional del agua, P_a .

$$P_a = 1,98 \times 10^5 \text{ kN}$$

- Sobrecargas de uso del muelle, P_{sc} .

$$P_{sc} = 1,525 \times 10^4 \text{ kN}$$

- Empuje de tierras sobre el trasdós del muro, E_T .

$$E_T = 1,170 \times 10^5 \text{ kN}$$

- Peso de tierras sobre la zapata posterior, P_t .

$$P_t = 9,98 \times 10^3 \text{ kN}$$

- Empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós, E_a .

$$E_a = 37,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

En esta situación de proyecto se va a suponer que la sobrecarga actúa en el tercio del cajón lado mar y en el relleno a partir de la vertical de la zapata posterior. De esta manera se maximizan las reacciones del terreno.

Además, se considerará que el nivel de las aguas exteriores es el inferior correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, y que el nivel de agua en las celdas es el de coronación.

Con todo ello, se calculará el valor de P_c a partir de las siguientes combinaciones:

$$1,35 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times (P_r + P_r') + 1,50 \times P_{sc} + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc} + 1,35 \times P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a = 486,50 \frac{kN}{m^2}$$

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P_r') + 1,50 \times P_{sc} + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc} + 1,00 \times P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a = 421,64 \frac{kN}{m^2}$$

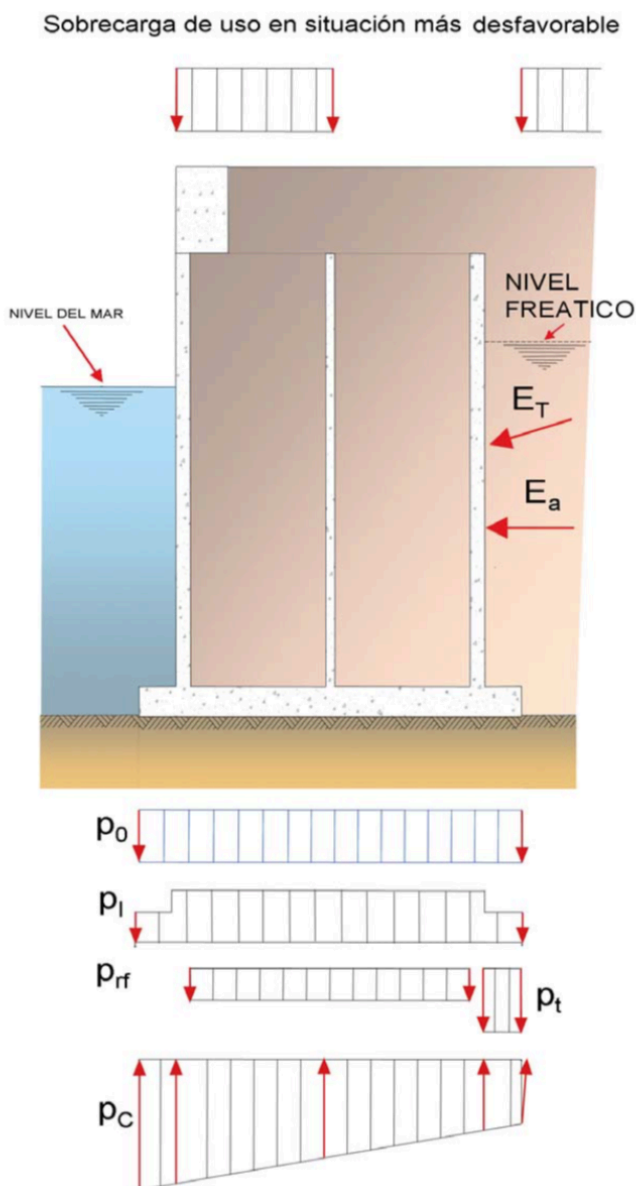


Figura 19. Acciones incidentes sobre el cajón durante la fase de servicio (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

Una vez ya se han calculado la reacción favorable y desfavorable del terreno se procederá a calcular la combinación de acciones correspondiente:

$$1,35 \times (P_o + P_l - P_a) + 1,35 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c = 420 \frac{kN}{m^2}$$

$$1,00 \times (P_o + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c = 372,28 \frac{kN}{m^2}$$

Ambas en sentido ascendente, contrario a la fuerza de la gravedad.

Zapata exterior (lado mar)

Para el cálculo de la zapata en el lado mar se van a considerar las mismas acciones y hipótesis que se han considerado para el cálculo de la solera.

Las combinaciones de carga a considerar para el cálculo de la zapata exterior lado mar serán:

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_c la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la maximice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c = 500 \frac{kN}{m^2}$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c = 496 \frac{kN}{m^2}$$

Zapata interior (lado puerto)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata posterior son las mismas que para la solera. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga.

La combinación de cargas a considerar para el cálculo de la zapata posterior será:

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_c la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la minimice y que sea compatible con los valores de calculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times P_t - 1,00 \times P_c = 487,55 \frac{kN}{m^2}$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c = 487,23 \frac{kN}{m^2}$$

Su esquema estructural corresponde a l de una ménsula empotrada en la pared posterior del cajón. Se trata de un estado crítico y debe comprobarse siempre.

5.6.2. Estados Límite de Servicio

Las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias se ajustarán al siguiente formato:

$$\gamma_G G + \gamma_G^* G^* + \sum_{i>l} \gamma_Q \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A falta de otros datos, tomaremos como coeficientes de combinación para la sobrecarga de uso y explotación los que encontramos en la tabla 5.6.1.1. del manual siendo:

$$\psi_0 = 0,70 \quad \psi_1 = 0,60 \quad \psi_2 = 0,50$$

En el estado límite de servicio se van a tomar como coeficientes de seguridad 1,00 en todos los casos.

Así como en los estados últimos se han llevado a cabo las combinaciones para cada fase específica y crítica de la vida del cajón en este apartado nos centramos en la mayor parte de la vida útil del cajón, la fase de servicio.

5.6.2.1. Fase de servicio

Se va a tomar como calado el calado de diseño del cajón, en este caso, 18 metros. Además, se va a suponer que el nivel de agua de las celdas y del material de relleno es el de coronación, es decir, 19,2 metros.

Paredes exteriores

La combinación en ELS es la siguiente:

$$E_a + E_r = 18,43 + 16,26 = 34,69 \frac{kN}{m^2}$$

Paredes interiores

En servicio, las acciones directas sobre las paredes interiores están en equilibrio.

Únicamente debe considerarse el esfuerzo de tracción que las paredes exteriores transmiten a las interiores.

Los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos de servicio actuantes en las paredes exteriores.

Se trata de un estado crítico y debe comprobarse siempre.

Solera

La combinación de cargas a considerar en ELS será:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_o el peso de la solera, P_{rf} el peso del relleno sobre la solera, P_l el peso del agua en el interior de las celdas, P_a el empuje ascensional del agua y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas.

Para la obtención de los valores favorables y desfavorables de la reacción del terreno, P_c , se tendrán en cuenta las acciones que actúan representadas en la figura 19.

- Peso propio del cajón en seco incluso superestructura, P_o .
- Peso del agua en el interior de las celdas, P_l .
- Peso del agua que gravita sobre las zapatas, P_{lz} .
- Peso del relleno de celdas, P_r y P_r' .
- Empuje ascensional del agua, P_a .
- Sobrecargas de uso del muelle, P_{sc} .
- Empuje de tierras sobre el trasdós del muro, E_T .
- Peso de tierras sobre la zapata posterior, P_t .
- Empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós, E_a .

Para los cálculos se tomará el valor del nivel liquido del lastre de las celdas y del relleno en coronación.

Para el calculo de P_c se adoptará la siguiente combinación de acciones.

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P_r') + 1,00 \times P_{sc} + 1,00 \Sigma \psi_0 P_{sc} + 1,00 \times P_t + 1,00 \times E_T + 1,00 \times E_a = 340,08 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez conocido P_c se calculará la combinación de acciones correspondiente al Estado Limite de Servicio.

$$1,00 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c = 298,09 \frac{kN}{m^2}$$

Zapata exterior (lado mar)

Para el cálculo de la zapata en el lado mar se van a considerar las mismas acciones y hipótesis que se han considerado para el cálculo de la solera.

Las combinaciones de carga a considerar para el cálculo de la zapata exterior lado mar serán:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_c la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la maximice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c = 357,67 \frac{kN}{m^2}$$

Zapata interior (lado puerto)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata posterior son las mismas que para la solera. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga.

La combinación de cargas a considerar para el cálculo de la zapata posterior será:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

Siendo P_c la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la minimice y que sea compatible con los valores de calculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{Lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c = 348,94 \frac{kN}{m^2}$$

Su esquema estructural corresponde a I de una ménsula empotrada en la pared posterior del cajón. Se trata de un estado crítico y debe comprobarse siempre.

6. MATERIALES

Esta propuesta académica se va a llevar a cabo con un hormigón C35/45 y un acero B-500S.

Se han elegido estos materiales ya que para la última ampliación del puerto se utilizaron materiales con las mismas características y por ello se ha creído conveniente utilizar los materiales con estas calidades.

6.1. MATERIALES

6.1.1. Valores característicos

Los valores característicos de la resistencia de los materiales (resistencia a compresión del hormigón y resistencia a compresión y tracción del acero pasivo) se definen, a efectos del manual de Puertos del Estado, como los cuartiles correspondientes a una probabilidad del 95% de ser excedidos por los materiales empleados en la construcción.

Para la propuesta de fibras que se vaya a llevar a cabo se deberá indicar en todo caso la dosificación (kg/m^3) y Tipo, dimensiones (longitud, diámetro efectivo, esbeltez), forma y resistencia a tracción de la fibra (en N/mm^2).

Tal y como indica la EHE, el uso de fibras no afectará a los valores característicos del peso específico del hormigón ni del acero.

6.1.2. Valores de cálculo

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtienen a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad.

Coefficientes parciales de seguridad para los materiales

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estado límite Últimos son los que se indican en la siguiente tabla.

En cuanto a los coeficientes parciales por el uso de fibras se mantienen los indicados en la tabla, ya que se entiende que la incorporación de fibras en condiciones usuales no modifica las incertidumbres que conducen a la estimación de dichos valores tal y como indica la EHE en lo referente al uso de fibras.

<i>Situación de proyecto</i>	Hormigón γ_c	Acero pasivo γ_s
<i>Persistente o transitoria</i>	1,50	1,15
<i>Accidental</i>	1,20	1,00

Para el estudio de los estados límite de servicio (fisuración) se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

6.2. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

Las fibras se definen como elementos de corta longitud y pequeña sección que se incorporan a la masa del hormigón a fin de conferirle ciertas propiedades específicas.

Podemos clasificar las fibras como fibras estructurales, como aquellas que proporcionan una mayor energía de rotura al hormigón en masa, o como fibras no estructurales, como aquellas en las cuales aún no considerando en el cálculo la energía suponen una mejora ante determinadas propiedades como podría ser el control de la fisuración por retracción, o un incremento de resistencia al fuego, abrasión, impacto y otros.

Se han confeccionado y testado diferentes tipos de fibras, pero las de mayor fiabilidad y uso son:

- Fibras de Acero
- Fibras poliméricas
- Otras fibras inorgánicas

Para la propuesta que se va a llevar a cabo en este trabajo de fin de grado se va a optar por la utilización de fibras de acero. Además, se llevarán a cabo los cálculos pretendiendo dotar a las fibras de una capacidad estructural con la

intención de realizar una sustitución parcial de la armadura o si fuese posible, por una sustitución total de la armadura del cajón por fibras.

Se considerará como resistencias residuales a flexotracción de cálculo del hormigón $f_{R,1,d}$ y $f_{R,3,d}$ el valor de la resistencia característica de proyecto $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$ correspondiente, dividido por un coeficiente parcial de seguridad γ_c , que adopta los valores indicados en el apartado 6.1.2.

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto):

$$T - R/f - R1 - R3/C/TM - TF/A$$

- T: Indicativo del hormigón. Siendo HMF si se trata de hormigón en masa o HAF para hormigón armado.
- R: Resistencia característica a compresión de 35 MPa
- f: Indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero.
- R1,R3: Resistencia característica residual a flexotracción especificada, en N/mm².
- C: Letra inicial del tipo de consistencia.
- TM: Tamaño máximo del árido en milímetros.
- TF: Longitud máxima de la fibra.
- A: Designación del ambiente: IIIc + Qb.

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con el fin de poder entender el comportamiento de los diferentes elementos del cajón y conocer con exactitud los esfuerzos actuantes sobre cada uno de los puntos del elemento que vayamos a estudiar se ha recurrido a un programa de elementos finitos, SAP2000 a partir de el cual se han modelizado cada una de las piezas fundamentales del cajón: Paredes, solera y zapata.

Todos los elementos que forman parte del cajón son placas y, por tanto, analizarlos como elementos lineales no considera los esfuerzos que se generan en ambas direcciones, por ello, y de acuerdo con lo que se marca en el manual se han modelizado los elementos como tipo placa.

Los elementos tipo placa constan de tres momentos generados. M11, el momento en sentido horizontal, M22, el momento en sentido vertical y M12, el momento torsor que se genera de la combinación de los momentos en las dos direcciones. Por otra parte, también encontramos dos cortantes, V13, el cortante en sentido horizontal y V23, el cortante en sentido vertical.

Las modelizaciones se han tomado, como se comentará a continuación, a partir de lo que propone el manual [2].

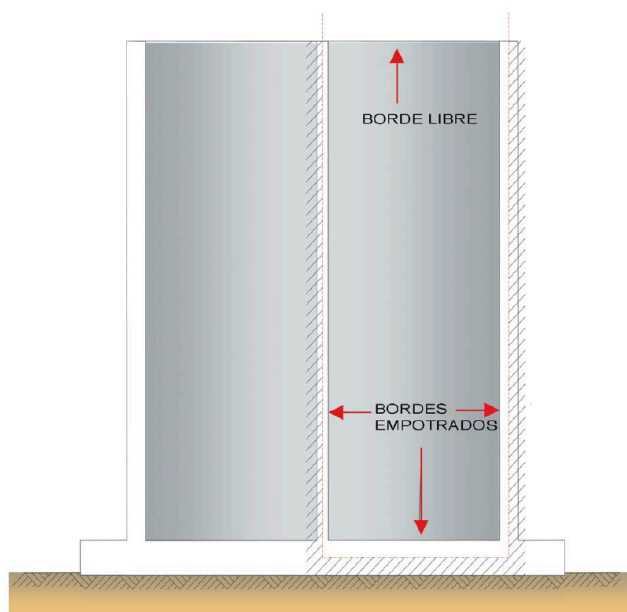


Figura 20. Esquema de análisis de las paredes del cajón. (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

7.1. FUSTES DEL CAJÓN

Para el análisis estructural del cajón se han seguido las directrices marcadas por el manual. En el caso de los fustes se recomienda estudiar un modelo en el que las paredes se asimilan a losas empotradas en todas sus caras excepto la superior.

Los empotramientos son representados como cuadrados de color verde en la dirección en la que se está coartando el movimiento, en este caso, al ser un empotramiento, se coartan los movimientos en ambas direcciones y es por eso que a lo largo de la altura y la base de la pared se encuentran representados en color verde los puntos de empotramiento como se puede apreciar en la figura 21. Vemos también como en la cara superior el borde no se encuentra empotrado, sino que se ha dejado libre, tal y como nos especifica el manual en la figura 20.

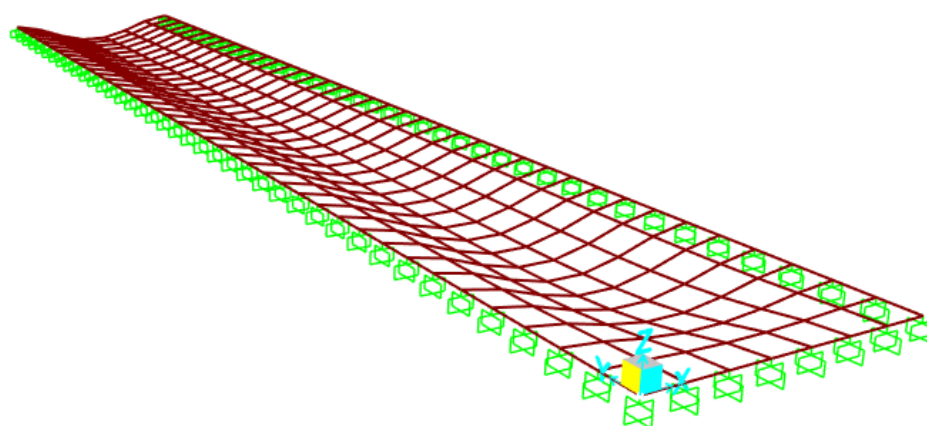


Figura 21. Deformada de la pared exterior mediante elementos finitos en SAP2000 (Fuente: Elaboración propia)

Tras llevar a cabo los cálculos pertinentes con las hipótesis de carga de ELU Fondo, ELU Servicio y ELS Servicio se obtienen los resultados recopilados en las dos siguientes tablas:

(El signo negativo se corresponde con la tracción en la cara interior de la pared)

Pared Exterior						
M_{ed} (KNm/m)	ELU Fondeo		ELU Servicio		ELS Servicio	
	Emp	C-L	Emp	C-L	Emp	C-L
M11	180	-91	-120	60	-80	40
M22	118	-34	-76	22	-53	17

Pared Exterior						
V_{ed} (KN/m)	ELU Fondeo		ELU Servicio		ELS Servicio	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min
V13	135	-135	70	-70	63	-63
V23	0	-105	0	-90	5	-45

Tras analizar los diferentes casos de carga más limitantes en la pared se puede apreciar en los resultados como se generan momentos limitantes en los planos horizontales. En los planos verticales son del orden de 1/6 del momento máximo generado en planos horizontales. De acuerdo con el manual, para el diseño de las paredes deberá llevarse a cabo el cálculo de las armaduras horizontales como veremos más adelante mediante un cálculo simplificado. En cuanto a las armaduras verticales suele ser habitual disponer una cuantía mínima en toda la altura del fuste excepto en el empotramiento donde deberá disponerse un refuerzo de armado.

7.2. SOLERA

En el caso de la solera, al igual que los fustes, se han seguido las recomendaciones del manual. La solera debe considerarse como una losa empotrada en todas las caras.

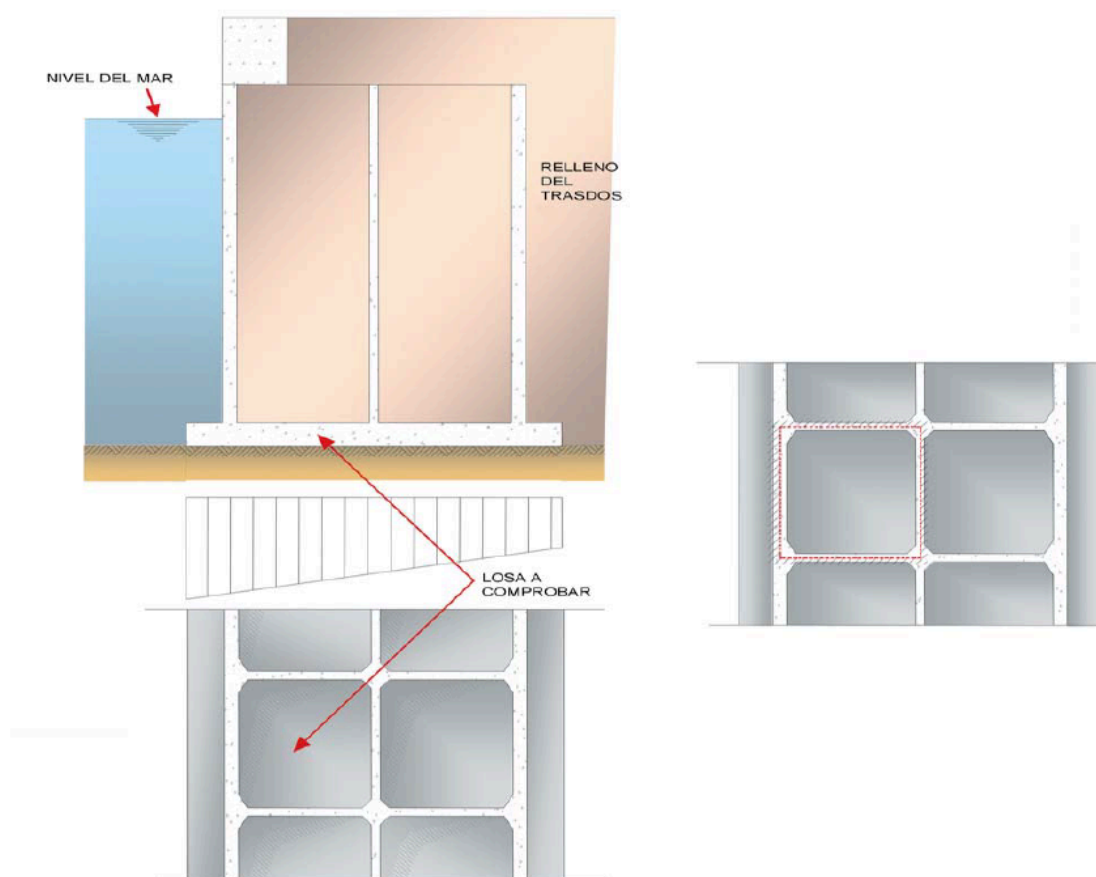


Figura 22. Esquema de análisis de la solera del cajón. (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

Para ello, se ha llevado a cabo un modelo en SAP 2000 con elementos finitos que repliquen el modelo de una losa con todas sus caras empotradas y, para el caso de carga mas desfavorable que era el Estado Límite Último de servicio.

Al igual que en el caso de la pared exterior en la figura 23 podemos apreciar como todos los lados se encuentran empotrados de acuerdo con el modelo que propone el manual en la figura 22.

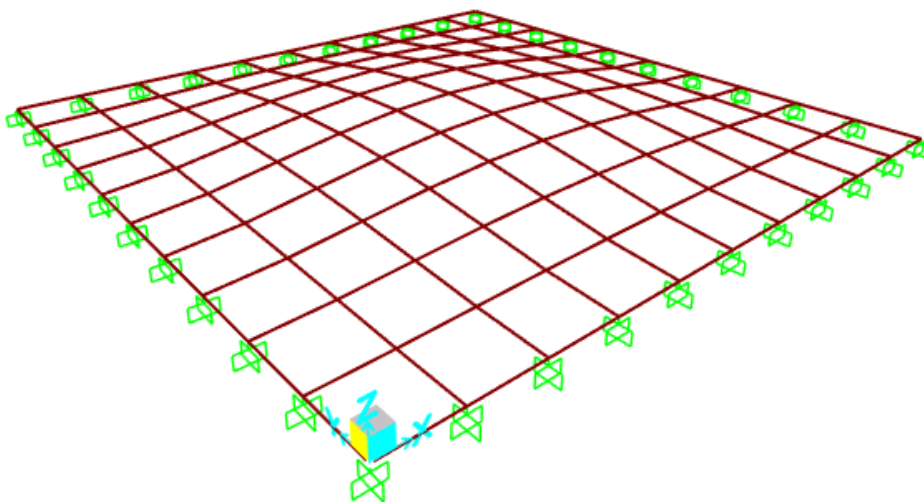


Figura 23. Deformada de la solera(Fuente: Elaboración propia)

Tras llevar a cabo los cálculos pertinentes con las hipótesis de carga de ELU Servicio y ELS Servicio se obtienen los siguientes resultados:

Siendo el signo negativo, tracción en la cara interior de la solera.

Solera				
M_{ed} (KNm/m)	ELU Servicio		ELS Servicio	
	Emp	C-L	Emp	C-L
M11	235	-100	200	-85
M22	235	-100	200	-85

Solera				
V_{ed} (KN/m)	ELU Servicio		ELS Servicio	
	Max	Min	Max	Min
V13	500	-500	426	-426
V23	500	-500	426	-426

Tras analizar los resultados obtenidos se aprecia como se generan momentos simétricos en ambas direcciones. Se deberá llevar a cabo un diseño de armado y tras contemplar los resultados que se obtienen con la disposición de armaduras y fibras plantearse si se puede llevar a cabo una sustitución parcial o total de las armaduras en la solera.

7.3. ZAPATAS

Para el caso de las zapatas, el manual recomienda estudiarlas como ménsulas empotradas a una distancia del 15% del espesor de la pared exterior del cajón desde la cara exterior de la misma.

Por ello se llevó a cabo un modelo en SAP 2000 de la zapata como una losa empotrada en una de sus caras como vemos en la figura 24.

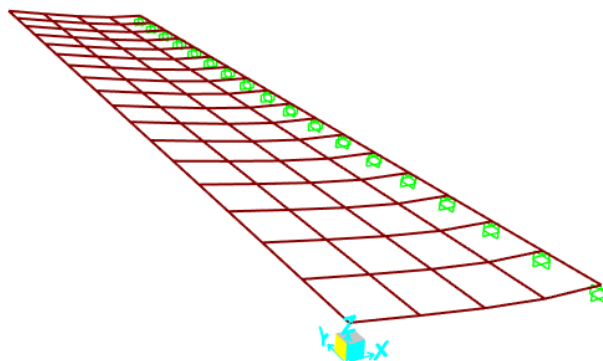


Figura 24. Deformada de la zapata (Fuente: Elaboración propia)

Tras llevar a cabo los cálculos pertinentes con las hipótesis de carga de ELU Servicio y ELS Servicio se obtienen los siguientes resultados:

Siendo el signo negativo, tracción en la cara inferior de la zapata.

Zapata		
M_{ed} (KNm/m)	ELU Servicio	ELS Servicio
	Max	Max
M11	235	170
M22	76	35

Zapata				
V_{ed} (KN/m)	ELU Servicio		ELS Servicio	
	Max	Min	Max	Min
V13	-100	-445	-70	-334
V23	84	-84	60	-60

Los resultados muestran un momento elevado en el empotramiento en la dirección perpendicular a la cara empotrada. Por otra parte, los valores de los esfuerzos cortantes que se han obtenido son limitantes en Estado Límite Último en la zona empotrada. De todos estos datos se deduce que la unión de la zapata con la pared y la solera será un punto comprometido y que deberá armarse debidamente para asegurar que aguanta los esfuerzos que va a soportar.

7.4. PARED INTERIOR

Para conocer los esfuerzos que se generan en las paredes interiores se ha recurrido a los ábacos de esfuerzos que proporciona el manual según las dimensiones y condiciones del cajón. En este caso, es la operación de relleno la que es limitante durante la vida útil de este elemento.

Los ábacos indican M11, M22, V13 y V23 en función de la H (altura del cajón). Para nuestro caso, una altura de cajón de 20 metros.

Además, las paredes interiores se encuentran sometidos a un axil debido a las paredes colindantes que tiran de la pared hacia los extremos. Para ello, el último ábaco, en función de DH (diferencia entre el nivel del mar y el nivel de lastre líquido). En nuestro caso, en el momento de relleno de celdas, estas se llenan hasta coronación (20m) y el nivel del mar se encuentra a 17,2 metros. Por tanto, DH= 2,8. Tomaremos DH 3,5.

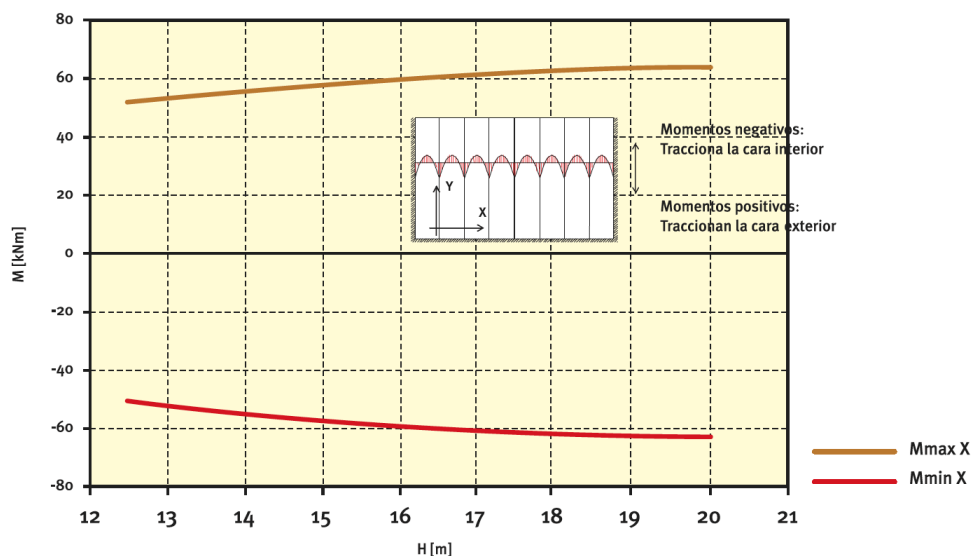


Figura 25. Abaco de momentos M_{11} en la pared interior (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

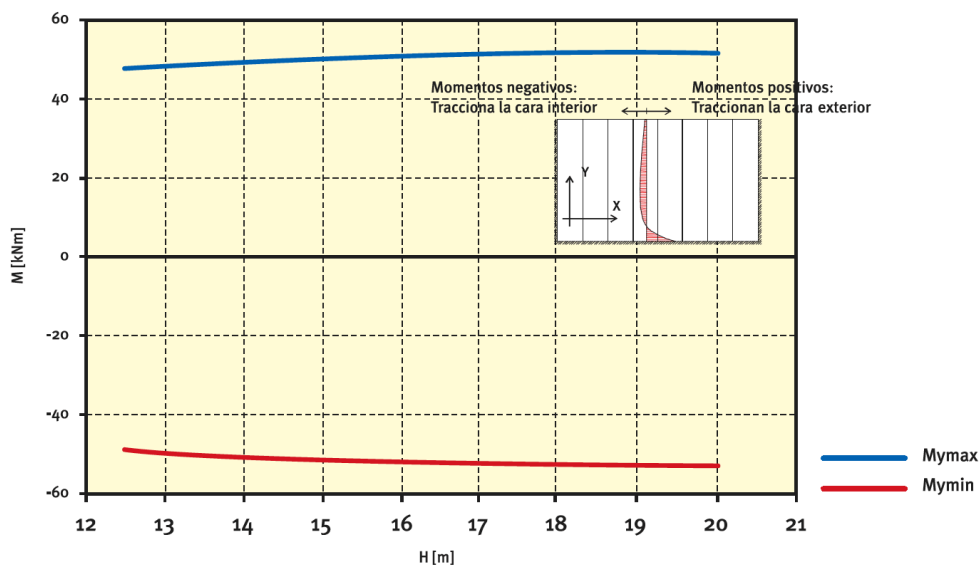


Figura 26. Abaco de momentos M_{22} en la pared interior (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

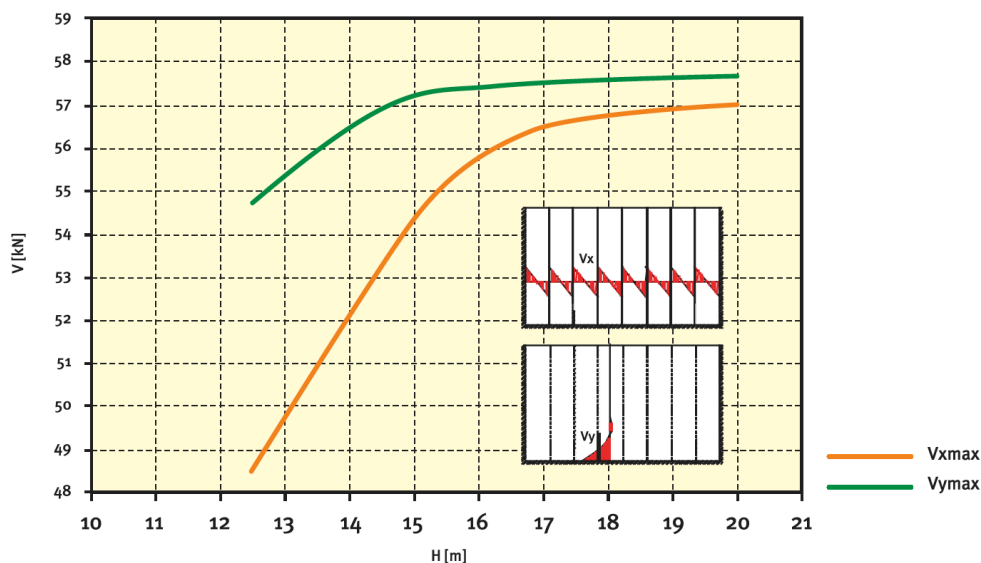


Figura 27. Abaco de esfuerzos cortantes en la pared interior (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

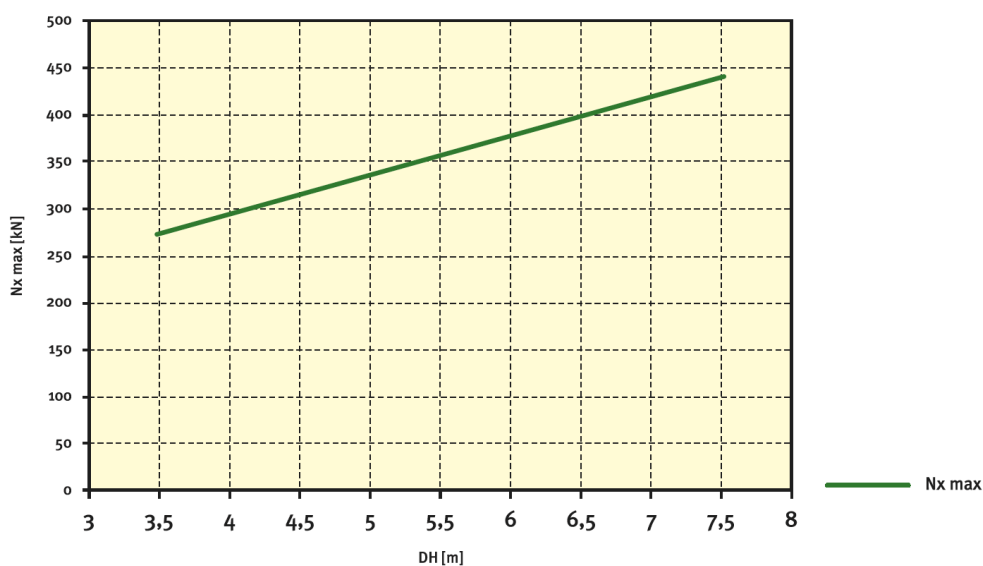


Figura 28. Abaco de esfuerzos axiales en la pared interior (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

Por tanto, los esfuerzos que inciden sobre las paredes interiores del cajón son las siguientes:

Pared Interior					
	M_{ed} (KNm/m)		V_{ed} (KN/m)		N_{ed} (KN/m)
-	$M11$	$M22$	$V13$	$V23$	
Max	60	50	57,5	57	275

8. DURABILIDAD

8.1. CLASE DE EXPOSICIÓN

A efectos de durabilidad el cajón se diseña y se proyecta para que pueda cumplir con la vida útil que se ha establecido en el proyecto. Para ello, se llevará a cabo una estrategia adecuada para poder hacer frente al tipo de ambiente al que se va a someter la estructura a lo largo de su puesta en servicio, como, por ejemplo, zonas permanentemente sumergidas o zonas de salpicaduras.

El tipo de ambiente principalmente viene condicionado por la exposición frente a la corrosión de las armaduras, y por exposición a otros procesos de degradación.

En nuestro caso, un cajón portuario destinado a formar parte de la base del muelle encontraremos las siguientes exposiciones:

- IIIb + Qb = Exposición marina sumergida permanentemente por debajo del nivel mínimo de bajamar. Exposición química agresiva media debido al contacto con agua de mar. Principalmente los elementos que se encontrarán bajo estas exposiciones, la solera y las zapatas.

- IIIc + Qb = Exposición marina en zonas de carrera de marea y/o salpicaduras. Exposición química agresiva media debido al contacto con agua de mar. Principalmente los elementos que se encontrarán bajo estas exposiciones serán las paredes exteriores e interiores.

8.2. RECUBRIMIENTOS

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie de hormigón más cercana. El recubrimiento es definido según la exposición a la que se vaya a encontrar la estructura y asegura la vida útil de las armaduras.

Los recubrimientos están basados en lo indicado en el *EC2* [3] y en las recomendaciones que el manual [2] ofrece para un correcto funcionamiento de la estructura:

- Recubrimiento igual al diámetro de la barra ó 0,80 veces el tamaño máximo de árido para barras verticales. En el caso de las armaduras horizontales, una distancia igual al diámetro de la barra o 1,25 veces el tamaño máximo de árido.
- Recubrimiento nominal no será en ningún caso inferior a 60 mm en la armadura exterior de las paredes exteriores ni inferior a 40 mm en el resto de elementos que forman el cajón.
- El recubrimiento en barras dobladas no será inferior a dos diámetros.

Por tanto, teniendo en cuenta las limitaciones comentadas anteriormente se ha creído conveniente adoptar:

- Recubrimiento de **65 mm** en las paredes, tanto exteriores como interiores.
- Recubrimiento de **50 mm** en solera y zapatas.

9. CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

9.1. ESTADO LÍMITE DE ESTABILIDAD DE FLOTACIÓN

Para la fase de diseño del cajón, establecer el calado adecuado en la fase de transporte del cajón es fundamental para mantener las condiciones de equilibrio de la estructura y que en ningún momento se produzca un vuelco.

Por ello, para establecer el calado con el que se han calculado las acciones se realizaron los cálculos que asegurasen la estabilidad. Por tanto, en este Estado Límite se va a justificar el valor adoptado y que cumple los criterios del Estado Límite Último.

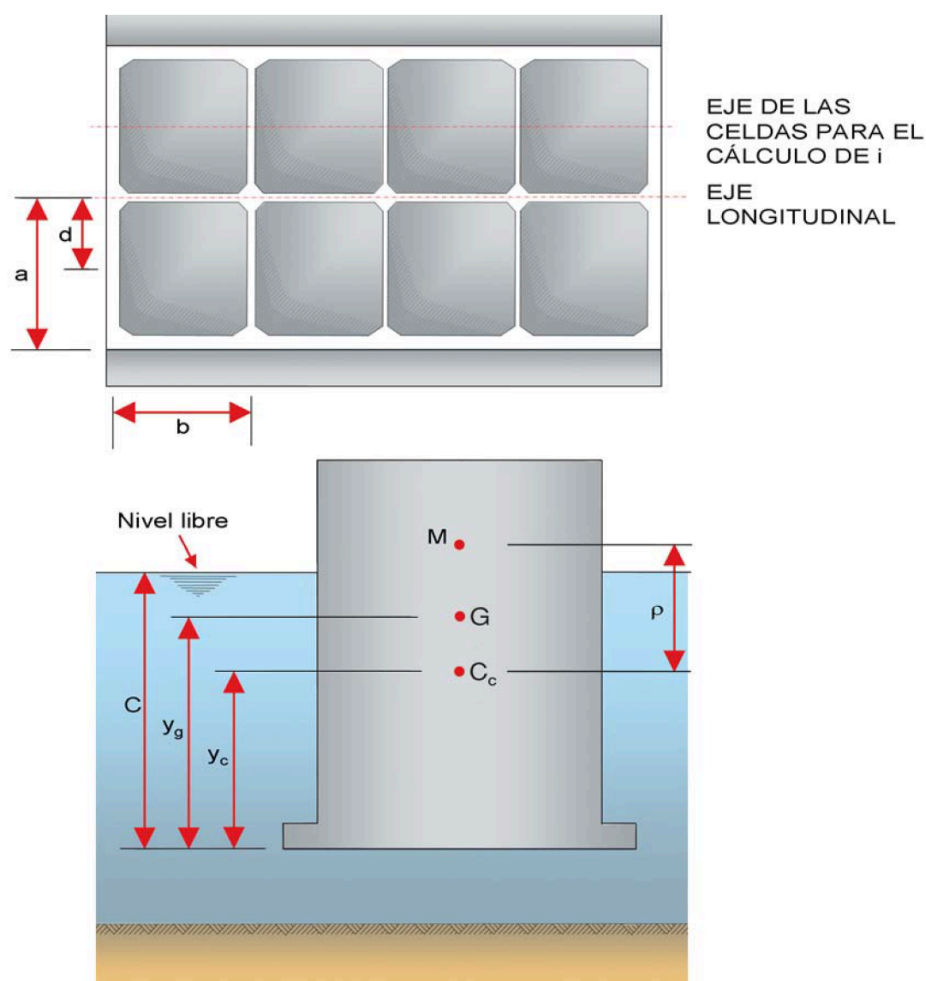


Figura 29. Esquema General de Estado Límite de Estabilidad (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

$$\rho + y_c - y_G = GM \geq 0$$

siendo:

ρ radio metacéntrico.

y_c distancia al centro de carena (centro de gravedad del líquido desplazado) del cajón a su base.

y_G distancia del centro de gravedad del cajón a su base.

G posición del centro de gravedad (centro de masas del hormigón más lastre).

M posición del metacentro.

El manual indica que, GM debe adoptar un valor mínimo de 0,30 metros en aguas abrigadas y 0,50 metros en aguas abiertas mientras el cajón se desplace.

$$\rho = \frac{I}{V}$$

siendo:

I momento de inercia de la sección recta del fuste a nivel del mar con respecto al eje longitudinal del cajón (m^4).

V volumen desplazado por el cajón (m^3).

En el caso de utilizar lastres líquidos se debe aplicar una corrección en el momento de inercia a considerar para calcular el radio metacéntrico, diferenciando si las celdas están comunicadas o incomunicadas. En nuestro caso las celdas están incomunicadas y por tanto aplicaremos el momento de inercia el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$I_{eq} = I_f - \Sigma i_c$$

siendo:

- I_{eq} momento de inercia equivalente
 I_f momento de inercia del fuste
 I_c momento de inercia de las celdas

$$I_{eq} = 6,56 \times 10^4 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{6,56 \times 10^4}{1,87 \times 10^4} = 3,50 \text{ m}$$

$$GM = 3,50 + 7,99 - 8,31 = 3,18 \text{ m}$$

En nuestro caso podemos suponer que la fabricación de los cajones se lleva a cabo en una zona cercana a la ampliación norte del puerto y por tanto sería una zona abrigada. Se obtiene un valor de GM mayor de 0,30m. Se cumple el estado límite de estabilidad con la altura de lastre que hemos propuesto.

9.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Hipótesis básicas

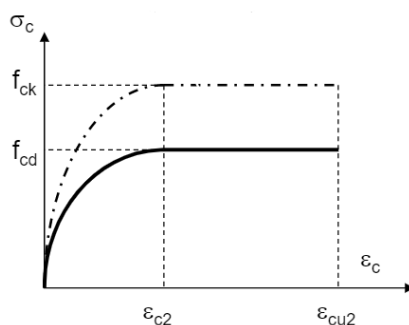


Figura 30. Diagrama Tensión-Deformación del hormigón (Fuente: Eurocódigo 2 [3])

- El agotamiento es caracterizado por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones en las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve (adherencia perfecta).
- Como ecuación constitutiva del hormigón podrá tomarse el diagrama parábola-rectángulo. A efectos de capacidad frente a tensiones normales, se tomará una resistencia a tracción nula. Como ecuación constitutiva del acero se considerará un diagrama bilineal.
- Se aplicarán a las resultantes de tensiones las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la capacidad resistente última mediante integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras pasivas.

Dominios de deformación

Los elementos que forman parte del cajón son principalmente: losas de cimentación, paredes exteriores e interiores. Son elementos que se encuentran fundamentalmente sometidos a esfuerzos de flexión, y en algún caso, a tracciones. Por ello, los planos de rotura considerados serán aquellos que se encuentren entre los pivotes A y B como vemos en la figura 31.

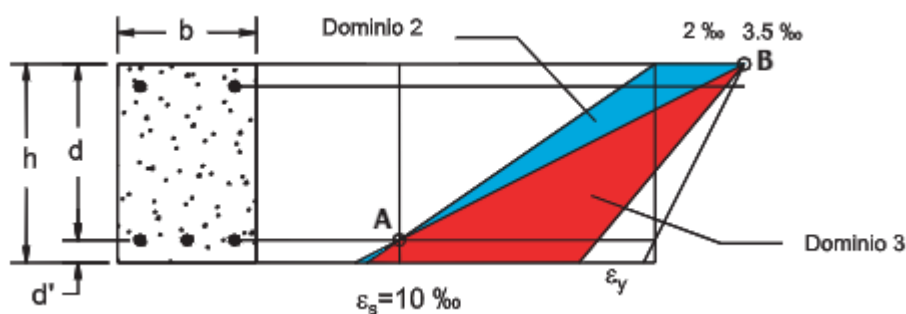


Figura 31. Dominios de deformación (Fuente: Eurocódigo 2 [3])

9.2.1. ELU flexión y axil

9.2.1.1. Solera

Dimensiones de la sección

Se va a tomar una sección de canto (h) correspondiente al canto de la solera, en este caso 0,8 m y un ancho (b) de 1 m para conocer el armado que será necesario por unidad de longitud. El recubrimiento, como se ha comentado en el apartado correspondiente a la durabilidad es de 50 mm para el caso de la solera.

En el caso de la solera es un elemento que se encuentra sometido a una flexión pura. Por tanto, se definen las siguientes expresiones:

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = 7,384 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 3,12 \frac{cm^2}{m}$$

Los resultados que hemos obtenido por el método simplificado del manual nos han proporcionado unas áreas de armadura habiendo introducido un valor de momento en valor absoluto. Por ello es importante diferenciar en que cara de la solera se va a disponer la armadura.

Por una parte, tenemos los empotramientos en los cuales el momento es positivo, es decir, tracciona la cara exterior de la solera, la cara de contacto con el terreno. Esto quiere decir, que los 7,38 cm²/m deberán ser dispuestos en la cara inferior de la solera.

Por otra parte, tenemos la armadura de centro luz, la cual se encuentra bajo un momento negativo que tracciona la cara interior. Por tanto, los 3,12 cm²/m se dispondrán en la cara superior de la solera.

Cabe destacar que, al tratarse de un elemento simétrico en su diagonal, los esfuerzos en ambas direcciones son iguales y por tanto se obtiene la misma armadura de cálculo tanto en el sentido horizontal como en el vertical.

Además, se llevó a cabo mediante el programa SAP2000, aprovechando los modelos y realizado una estimación de armadura expresada en m²/m. Podemos observar las zonas donde la solera necesita armadura y que las cuantías se asemejan a las obtenidas mediante el cálculo simplificado.

Como vemos, de acuerdo con la leyenda que tenemos a la derecha de la figura 32, el color azul oscuro representa la cuantía de armadura máxima necesaria en la estructura. Podemos ver, como se comenta anteriormente la necesidad de reforzar los empotramientos y como en el centro de la solera es necesario armado, pero del orden de la mitad que en los empotramientos. Esta combinación de colores la veremos repetida en los siguientes diagramas de los elementos

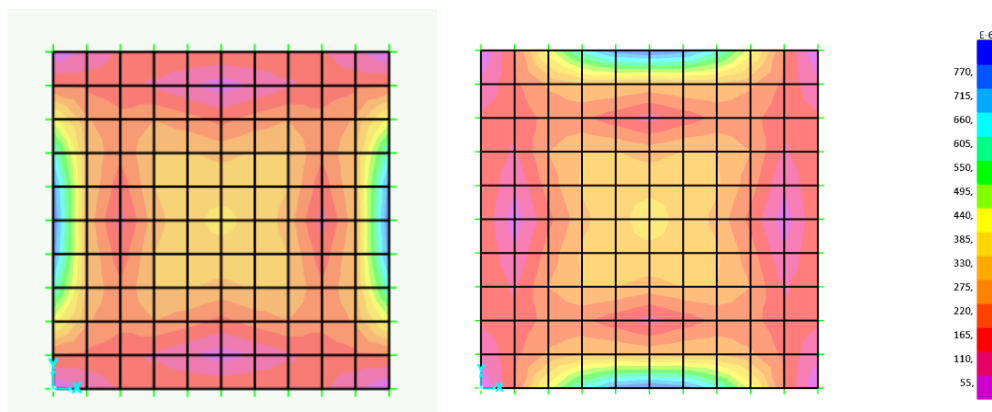


Figura 32. Diagrama de Armado en la Solera en SAP2000 (Fuente: Elaboración propia)

9.2.1.2. Pared Exterior

Dimensiones de la sección

En este caso se toma una sección de canto (h) correspondiente al espesor de la pared exterior, en este caso 0,6 m y un ancho (b) de 1 m para conocer el armado que será necesario por unidad de longitud. El recubrimiento, como se ha comentado en el apartado correspondiente a la durabilidad es de 65 mm para el caso de la pared exterior.

La pared exterior, no es simétrica en su diagonal ni tampoco cuenta con las mismas condiciones de contorno en los dos sentidos, y por tanto se generan dos momentos M_{11} y M_{22} que, a diferencia de la solera, son diferentes, como se ha podido apreciar en el análisis estructural. Por ello, se llevan a cabo los cálculos simplificados para los dos sentidos, tanto, vertical como horizontal.

Al igual que en el caso de la solera, la pared es un elemento sometido a flexión pura y se pueden diferenciar diferentes momentos que actúan sobre ella, máximo y mínimo en empotramiento y centro-luz. Además, diferenciaremos entre dos sollicitaciones importantes en la pared: Fondeo y Servicio. Consideramos las dos, ya que generan los momentos máximos y mínimos en ambas direcciones.

M11 FONDEO

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 8,02 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 4,14 \frac{cm^2}{m}$$

M22 FONDEO

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 5,22 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 1,54 \frac{cm^2}{m}$$

Podemos apreciar en la figura 33 y 34 la necesidad de tener que reforzar los bordes de la pared, los cuales, habíamos dicho que se encontraban empotrados. Por otra parte, en la dirección horizontal el centro de la pared también debe reforzarse, como vemos, del orden de la mitad que el refuerzo necesario en el empotramiento.

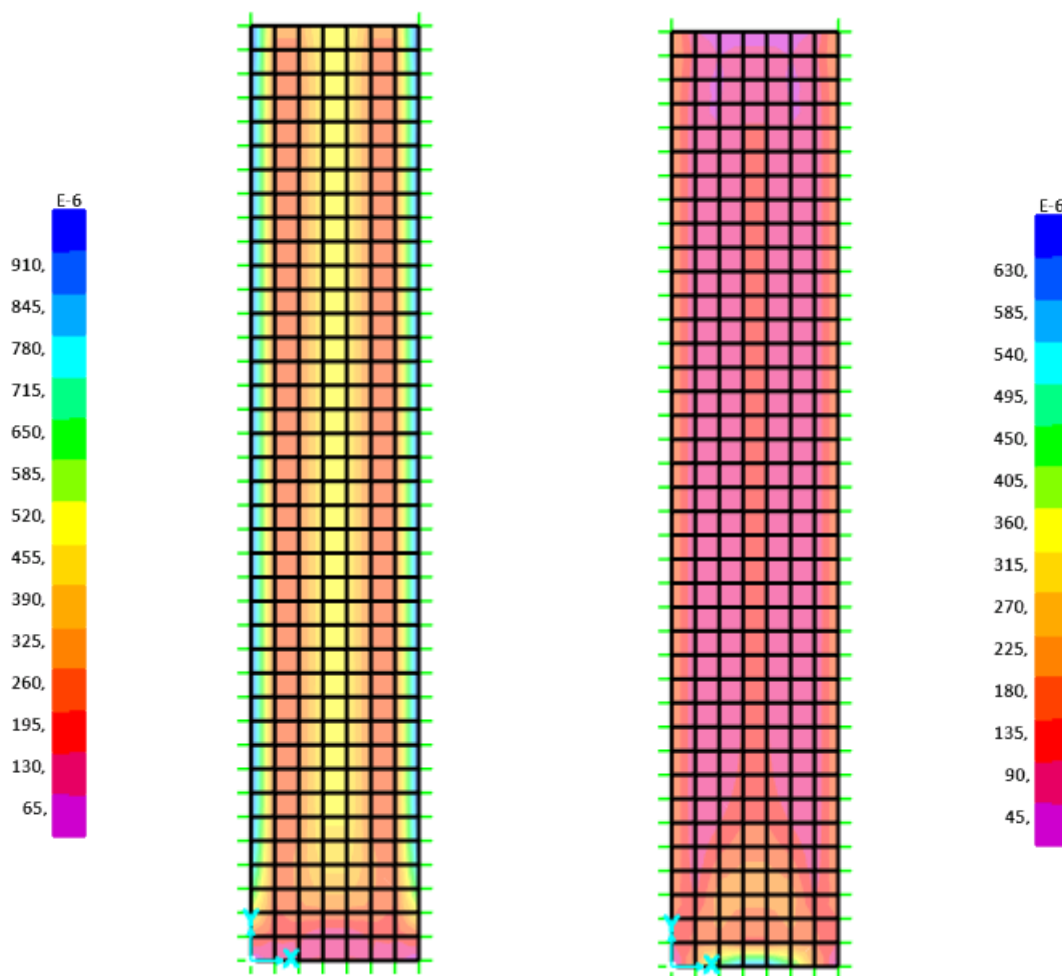


Figura 33. Diagrama de Armado en la Pared exterior fase fondeo en SAP2000(Fuente: Elaboración propia)

M11 ELU SERVICIO

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 5,31 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 2,72 \frac{cm^2}{m}$$

M22 SERVICIO

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 3,35 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 0,994 \frac{cm^2}{m}$$

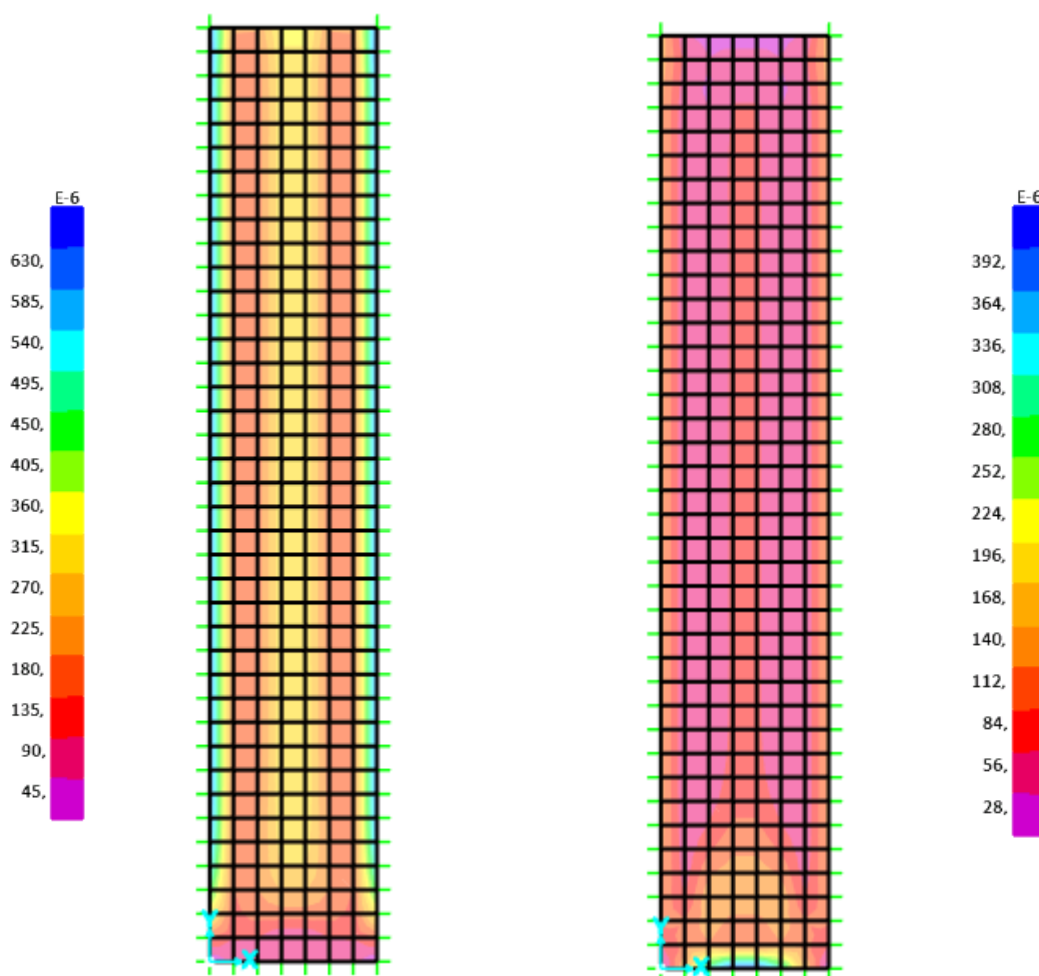


Figura 34. Diagrama de Armado en la Pared exterior fase servicio (Fuente: Elaboración propia)

En el caso de las paredes, como hemos comentado, se ha analizado el fondeo y el servicio en Estado Límite Último. La etapa del fondeo supone que se tenga

que reforzar la cara exterior de las paredes en los empotramientos, y, por otra parte, la cara interior de la pared en la zona central de la pared. Mientras, que, por otra parte, durante la etapa de servicio se debe reforzar la parte interior de la pared en empotramientos y la cara exterior en el centro de la pared.

Al igual que con la solera, también se adjuntan las propuestas de armado del programa SAP2000 y se aprecia como las cuantías son también similares a las obtenidas mediante el cálculo simplificado.

9.2.1.3. Zapata

Dimensiones de la sección

En este caso se toma una sección de canto (h) correspondiente al espesor de la zapata, en este caso 0,8 m y un ancho (b) de 1 m para conocer el armado que será necesario por unidad de longitud. El recubrimiento, como se ha comentado en el apartado correspondiente a la durabilidad es de 50 mm para el caso de la zapata.

La zapata se encuentra empotrada en una de sus aristas mientras que las demás se encuentran libres. Por tanto, como veremos a continuación, la arista empotrada será una de las zonas donde más refuerzo se tendrá que colocar. Al igual que los otros elementos, la zapata se encuentra a flexión pura, tendremos también M11 y M22 para los que dimensionaremos el elemento.

- Empotramiento

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$$

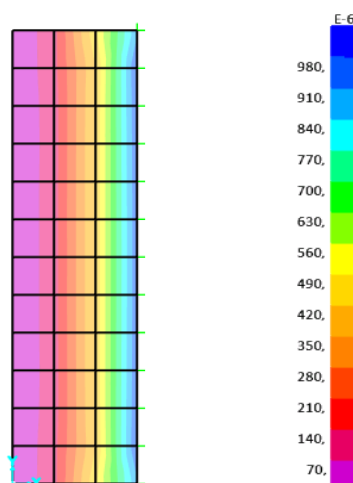


Figura 35. Diagrama de Armado en la Zapata (Fuente: Elaboración propia)

9.2.1.4. Pared interior

En el caso de las paredes interiores, al tratarse de un elemento que se encuentra a flexotracción la cuantía de armadura se lleva a cabo de la misma manera que flexión pura, pero en este caso se añade un suplemento por la tracción. Por tanto, tenemos la siguiente cuantía de armadura:

- Empotramiento y centro-luz (M11)

$$A_s = \frac{\omega^{\circ} U_o}{f_{yd}} = 11,50 \frac{cm^2}{m}$$

- Empotramiento y centro-luz (M22)

$$A_s = \frac{\omega^{\circ} U_o}{f_{yd}} = 7,54 \frac{cm^2}{m}$$

En este caso, el momento que se obtiene en el empotramiento y en el centro de la pared es el mismo y, por tanto, es armado necesario por cálculo es el mismo, 11,50cm²/m para la dirección horizontal y 7,54 cm²/m para la dirección vertical.

9.2.2. Disposiciones relativas a las armaduras

La distribución de las armaduras se debe prever de tal manera que no haya zonas de hormigón si armadura. Por tanto, la separación mínima que se exigirá a la hora de la colocación de las barras es de 30 cm.

Esta limitación es importante para los diseños del cajón sin fibras, únicamente con hormigón y armaduras, donde la transmisión de esfuerzos se hace entre un material y el otro. Sin embargo, para la propuesta que se haga con fibras se va a considerar que se podrá tener en cuenta una distancia entre barras con una distancia mayor, ya que en esas zonas donde las armaduras no se encuentran o donde hay riesgo de que trabaje únicamente el hormigón se encontraran las fibras.

Cuantías mínimas de Armado

Para los elementos que se encuentran sometidos a flexión simple o compuesta se debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq \frac{0,04f_{cd}bh}{f_{yd}}$$

Mientras que para elementos que encuentren sometidos a tracciones se debe cumplir la siguiente limitación:

$$A_s \geq \frac{0,02f_{cd}bh}{f_{yd}}$$

Dando lugar a una cuantía de armadura mínima a disponer según el elemento del que vayamos a tratar. Siendo las siguientes armaduras mínimas:

Armadura mínima			
Pared Exterior	Pared Interior	Solera	Zapata
1,288 cm ² /m	2,68 cm ² /m	1,71 cm ² /m	1,71 cm ² /m

Cuantías geométricas mínimas

El manual, indica que en la dirección horizontal en todos los elementos del cajón deberá disponerse una cuantía mínima repartida entre las dos caras de un 3,2‰ de la sección de hormigón en el caso de un acero B500S. Por tanto, las cuantías mínimas que se exigen para los diferentes elementos del cajón son las siguientes.

Armadura mínima horizontal geométrica por cara			
Pared Exterior	Pared Interior	Solera	Zapata
9,6 cm ² /m	4 cm ² /m	12,8 cm ² /m	12,8 cm ² /m

Estas cuantías que indica la norma se consideran elevadas y que se encuentran del lado de la seguridad, ya que superan la armadura necesaria por cálculo en todos los elementos, dando lugar a tener que armar por mínimos casi todo el cajón.

Esta cuantía mínima tiene como objetivo tratar de cubrir los posibles fenómenos diferidos que pudiesen generarse en el cajón. Mediante estudios detallados podría demostrarse que el comportamiento del hormigón con fibras permite rebajar ese límite de armadura mínima. No obstante, dichos estudios no van a llevarse a cabo en el presente trabajo pudiendo dejar para el futuro propuestas y estudios que tengan como objetivo optimizar las propuestas que se van a llevar a cabo.

Por tanto, para el presente trabajo se ha considerado que el comportamiento de las fibras es tal que dichas armaduras necesarias no deben ser tan elevadas y por ello, se han considerado las cuantías mínimas que recomienda la EHE-08 para losas. Siendo 1,8‰ de la sección de hormigón, a repartir entre las dos caras en el caso de un acero B500S. Estas serán, por tanto, las armaduras mínimas geométricas en sentido horizontal que se van a adoptar para el diseño del cajón:

Armadura mínima geométrica por cara			
Pared Exterior	Pared Interior	Solera	Zapata
5,4 cm ² /m	2,25 cm ² /m	7,2 cm ² /m	7,2 cm ² /m

9.2.3. ELU Cortante

Habitualmente, los cajones portuarios debido a sus dimensiones son capaces de resistir por ellos mismos los esfuerzos de cortante a los que se encuentran sometidos, no siendo necesaria la presencia de armadura de cortante. Por ello, se va a realizar para cada elemento la comprobación de agotamiento por tracción del alma para confirmar que no es necesaria armadura de cortante:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Esta comprobación se hará a 1,5 cantos útiles de la sección correspondiente que vayamos a analizar.

	Solera	Zapata	P.Interior	P.Exterior
V_{rd} (KN/m)	500	445	58	135
V_{u2} (KN/m)	584,46	584,46	289,70	494,70

Vemos, por tanto, que en ninguno de los elementos es necesaria armadura de cortante y el hormigón puede resistir por si mismo los esfuerzos de cortante.

9.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

9.3.1. Estado Límite de fisuración

Para el estado límite de fisuración se ha llevado a cabo el momento de fisuración para ver si el momento al que van a estar sometidos los elementos es mayor o menor.

En caso de ser menor en momento actuante no se producirá fisuración en las piezas. Para que se produzca fisuración:

$$M_{fis} < M_{ed}$$

En nuestro caso, vamos a calcular el momento de fisuración de todos los elementos y los compararemos con los momentos máximos que se vayan a producir en dicho elemento.

SOLERA $M_{fis} = 350,52 \text{ KNm/m}$

ZAPATA $M_{fis} = 350,20 \text{ KNm/m}$

PARED EXTERIOR $M_{fis} = 196,34 \text{ KNm/m}$

PARED INTERIOR $M_{fis} = 339,35 \text{ KNm/m}$

Los momentos máximos que encontramos en estos elementos son los siguientes:

	ZAPATA	SOLERA	P.INT	P.EXT
MOMENTO DE FISURACIÓN (KNm/m)	350,20	350,52	33,28	196,34
MOMENTO ACTUANTE (KNm/m)	245	235	60	180
¿ NECESARIA COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN ?	NO	NO	SI	NO

Exceptuando la pared interior, los momentos que van a alcanzar los elementos durante su fase de servicio en ningún momento van a superar el momento de fisuración y por ello no van a ser necesarias las comprobaciones de fisuración para los elementos: Zapata, Solera y Pared Interior, dada la geometría del cajón que se ha adoptado para el trabajo académico.

Para la pared exterior se llevará a cabo la comprobación de fisuración para conocer la abertura de fisura y diseñar la armadura para que la abertura no supere el límite establecido. En este caso, al no encontrarse con salpicadura, la abertura de fisura máxima tiene que ser de 0,2mm.

$$w_k \leq w_{max}$$

Método general de cálculo de la abertura de fisura

Para una combinación de 4Ø25 separados cada 25 cm se obtiene una abertura de fisura:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,000526 \geq 0,000324$$

$$s_m = 180,95 \text{ mm}$$

$$w_k = 1,7 \times 180,95 \times 0,000526 = 0,14 \text{ mm} \leq 0,20 \text{ mm}$$

Por tanto, con la combinación de armaduras aseguramos que la abertura de fisura es menor que la abertura máxima exigida, más adelante veremos si con la presencia de fibras se puede reducir la cantidad de armadura.

10. HORMIGÓN CON FIBRAS

El hormigón con fibras (a partir de ahora FRC) se puede definir como un material compuesto por cemento, áridos, agua y un pequeño porcentaje de fibras que son distribuidas durante la amasada del hormigón dotándolo con mejoras en sus propiedades. Según el material y la geometría de las fibras éstas conceden una eficiencia mayor o menor.

El FRC cumple la misma misión que las barras de acero en el hormigón armado, dotar de resistencia a las tensiones generadas por las tracciones. Sin embargo, en vez de disponer barras en la dirección deseada, se disponen fibras con una orientación aleatoria pero integradas uniformemente en la matriz del hormigón que se encargarán de coser las posibles fisuras que se lleguen a producir. El hecho de que estas fisuras y microfisuras que se puedan generar sean cosidas por las fibras, permite que la rotura que se produzca sea dúctil. El uso de fibras en el hormigón puede ser estructural, en aquellos casos en los que se tenga en cuenta la contribución para los cálculos relativos a los estados límite, pudiendo sustituir parcial o totalmente a las armaduras. Por contra, también puede ser con un fin no estructural, queriendo reforzar aspectos relativos a la resistencia al fuego o a la fisuración entre otros.

Para este trabajo académico se va a perseguir una finalidad estructural y, por tanto, vamos a tener en cuenta la contribución de las fibras en nuestros modelos de cálculo como veremos a continuación.

Para conocer el comportamiento de las fibras y poder tenerlo en cuenta a la hora de hacer nuestra propuesta de armado, se va a tomar como referencia el *fib Model Code 2010* [1], donde encontramos en detalle la formulación del comportamiento de las fibras en la matriz del hormigón.

Es importante empezar remarcando que el comportamiento del hormigón convencional tras aplicar la fuerza máxima admisible decae rápidamente. La tensión que se puede aplicar una vez alcanzado su punto máximo es baja con respecto a los FRC que permiten mantener valores más elevados de presión como vemos en el siguiente diagrama de tensión-deformación.

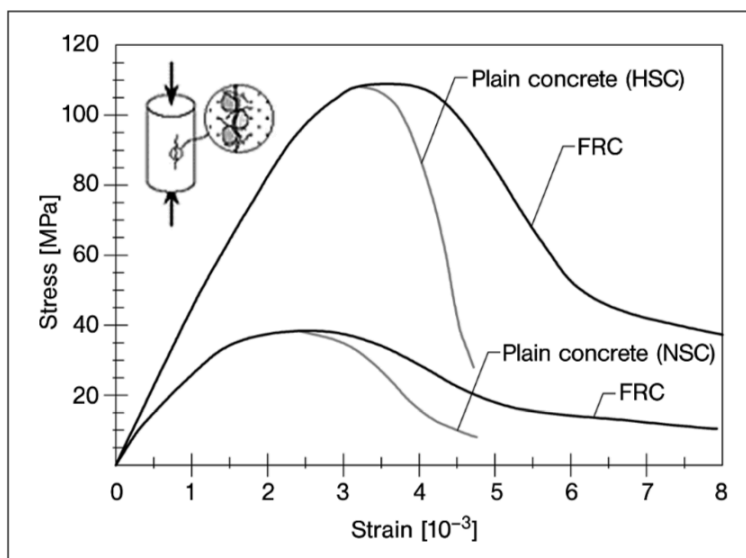


Figura 36. Diagrama Tensión-Deformación Hormigón con fibras (Fuente: fib Model Code [1])

Por tanto, sabiendo que el comportamiento tras la aparición de la fisura es diferente para los FRC se lleva a cabo un ensayo para poder conocer las tensiones residuales de las fibras en diferentes momentos de la abertura de fisura. Tomando las tensiones residuales $f_{R,1,k}$ correspondiente a una abertura de fisura de 0.5 mm (CMOD1) y $f_{R,3,k}$ para una abertura de fisura de 2.5 mm (CMOD3). Con estos dos valores de las tensiones residuales se caracteriza la resistencia post-fisuración.

Por una parte, se define con un número, $f_{R,1,k}$, que representa el intervalo de resistencia y, por otra parte, una letra, asociada a la relación entre $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$.

El intervalo de resistencia se define por 2 números consecutivos de la serie: 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, ... [MPa].

La letra se corresponde con a,b,c,d,e según las ratios de relaciones entre tensiones residuales:

- a para $0.5 < f_{R,1,k} / f_{R,3,k} < 0.7$
- b para $0.7 < f_{R,1,k} / f_{R,3,k} < 0.9$
- c para $0.9 < f_{R,1,k} / f_{R,3,k} < 1.1$
- d para $1.1 < f_{R,1,k} / f_{R,3,k} < 1.3$
- e para $1.3 < f_{R,1,k} / f_{R,3,k}$

10.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

10.1.1. ELU Flexión y Axil

Para esta propuesta académica se van a llevar a cabo alternativas que cuenten con soluciones únicamente con fibras o soluciones híbridas, con barras de acero en puntos críticos de la sección o zonas donde la estructura se encuentre comprometida y sea necesaria dotarla de refuerzos que cosan correctamente entronques, juntas o chaflanes.

Por ello, se va a estudiar las dos alternativas y se va a abordar según el *Model Code 2010* [1] lo propone.

Por una parte, el modelo simplificado que se toma en las situaciones en las que únicamente se van a disponer fibras que actúen por si mismas como refuerzo de la masa de hormigón cuenta con un bloque de tracciones en toda la altura de la sección y el bloque de compresiones queda reducido a una fuerza puntual en la parte superior de la cara de la sección.

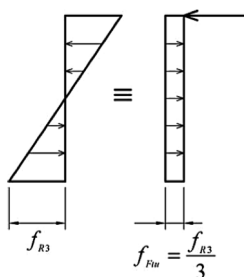


Figura 37. Modelo para cálculo de momentos resistidos con FRC (Fuente: fib Model Code [1])

Por tanto, el Momento que es capaz de resistir la sección de hormigón viene caracterizado por su resistencia f_{R3} y las dimensiones de la sección:

$$M_u = \frac{f_{R3} * b * h^2}{6}$$

Por otra parte, si se va a contar con una solución que contemple la presencia de armaduras juntamente con las fibras, se recurre a un modelo lineal, el cual cuenta con un bloque de tracciones debido a las fibras variable con un valor

en la parte superior a f_{Fts} y en la parte inferior un valor de $0.5f_{R3}-0.2f_{R1}$. La compresión, se contempla como una fuerza puntual actuando en la parte superior del bloque.

Con ello, se obtienen dos valores de referencia, f_{Fts} y f_{Ftu} .

$$f_{Fts} = 0.45 * f_{R1}$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \geq 0$$

w_u hace referencia al valor de la abertura de fisura máxima admisible que se puede llegar a producir en la estructura. Mientras que $CMOD_3$ hace referencia a la abertura de fisura de 2.5 mm. Se ha supuesto para este trabajo académico que el valor de w_u y $CMOD_3$ es el mismo.

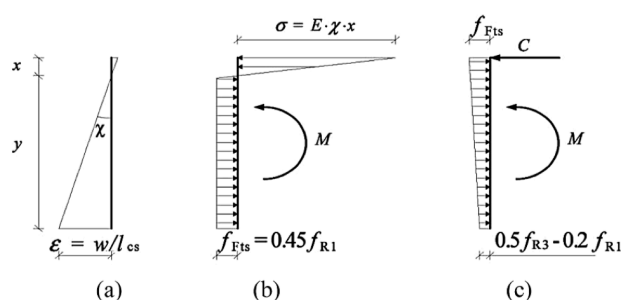


Figura 38. Modelo para cálculo de momentos resistidos con HRC (Fuente: fib Model Code [1])

A partir de los valores f_{Fts} y f_{Ftu} se ha llevado a cabo un modelo similar al diagrama rectangular que se suele utilizar para calcular los momentos de agotamiento del hormigón armado. En este caso, el procedimiento es el mismo, pero se añade la componente de tracción correspondiente a las fibras. Además, se supone que la armadura inferior con la que van a trabajar las fibras va a estar plastificada.

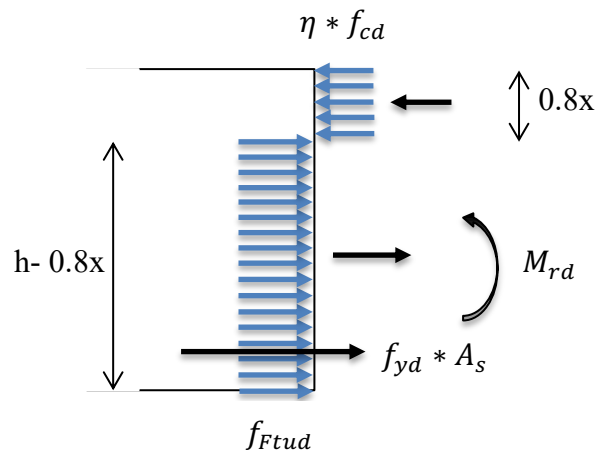


Figura 39. Resumen de esfuerzos sobre la sección de cálculo (Fuente: Elaboración propia)

Una vez se plantea el equilibrio de fuerzas, obtenemos la profundidad de la fibra neutra (x). Para asegurarnos de que la rotura que va a tener lugar en la pieza es una rotura dúctil, se calcula (x_{lim}), la profundidad de la sección a partir de la cual la armadura empieza a estar plastificada. Si nuestra profundidad de la fibra neutra se encuentra por encima de x_{lim} , en estado límite último, la rotura se producirá estando las armaduras plastificadas.

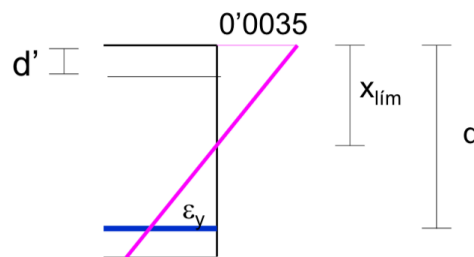


Figura 40. Profundidad de x_{lim} . (Fuente: Transparencias asignatura Hormigón estructural 3o GIC.ETSICCP.UPV)

Por tanto, una vez se conoce la profundidad de la fibra neutra para cada elemento, caracterizado por sus dimensiones se propone una cantidad de armadura, dando lugar a un Momento resistido (M_{Rd}) que es capaz de soportar la sección en función de las fibras que vayamos a utilizar y la cantidad de armaduras de acero de que se vayan a tener en cuenta.

10.1.2. ELU Cortante

Para conocer el esfuerzo cortante que puede resistir la sección según sus características y sin armadura de cortante, el *Model Code 2010* [1] ofrece una fórmula que se corresponde con la fórmula del cortante resistido por la sección de hormigón que se encuentra en el EC2, pero, incluyendo un sumando adicional donde se considera la tensión última característica (f_{Ftuk}) y el valor de la resistencia a tracción característica para un hormigón sin fibras (f_{ctk}). Para este último valor se toma el cuartil inferior, es decir ($f_{ctk 0,05}$).

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[100\rho_l \left(1 + 7.5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk 0.05}} \right) f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15\sigma_{cp} \right\} b_w d$$

Además, se determina que el valor del cortante que será capaz de resistir la sección no será menor que el valor de $V_{Rd,Fmin}$ definido como:

$$V_{rd,Fmin} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_w d$$

Por tanto, el valor de cortante resistido con el que compararemos el cortante actuante en la sección (V_{ed}) será el valor máximo entre $V_{Rd,F}$ y $V_{rd,Fmin}$.

10.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio a la formula con la que el *Model Code 2010* [1] calcula la abertura de fisura se le añade el efecto de las fibras para tenerlo en cuenta en el cálculo, dando lugar a la siguiente formula:

$$w_d = 2 \left[k * c + \frac{1}{4} \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \frac{f_{ctm} - f_{Ftsm}}{\tau_{bm}} \right] * \frac{1}{E_s} (\sigma_s - \beta\sigma_{sr} + \eta_r \varepsilon_{sh} E_s)$$

Por tanto, teniendo todo esto en cuenta y los valores de tensiones residuales obtenidos de empresas proveedores se ha sido capaz de llevar a cabo los cálculos pertinentes para la solución más adecuada.

Es a partir de este momento cuando se va a llevar a cabo una propuesta de armado con armado convencional (únicamente barras de refuerzo) y

propuestas con FRC e Híbridas (Armaduras de refuerzo y fibras), se encuentra detallada en el siguiente apartado "Estudio de alternativas".

11. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

11.1. INTRODUCCIÓN

En el presente apartado se va a llevar a cabo las diferentes propuestas con HRF que se han calculado a partir de los datos y procedimientos que han sido comentados con anterioridad...

Para elaborar las diferentes propuestas, se ha partido de 3 tipos diferentes de fibras definidas por el proveedor (Bekaert) que ha proporcionado las resistencias a flexotracción de cada una de ellas y los precios por tonelada.

Las tensiones residuales que son utilizadas para conocer los esfuerzos que son capaces de resistir nuestras piezas se deducen a partir de unas Resistencias medias residuales que el proveedor nos ofrece que ha obtenido a partir de ensayos propios. Estas resistencias, varían, según: la resistencia del hormigón (30 MPa o 35 MPa), los kg de fibras por m³ (30kg ,35kg o 40 kg) y el tipo de fibra (4D 65/60, 4D 80/60 o 5D 65/60).

Fibra	C30/37				C35/45			
	f _{R1,m}	f _{R2,m}	f _{R3,m}	f _{R4,m}	f _{R1,m}	f _{R2,m}	f _{R3,m}	f _{R4,m}
4D 65/60BG								
30kg	3,80	4,70	4,80	4,40	4,00	5,00	5,00	4,60
35kg	4,30	5,20	5,30	4,90	4,50	5,60	5,60	5,10
40kg	4,70	5,70	5,70	5,20	5,00	6,10	6,00	5,40
4D 80/60BG								
30kg	4,30	5,20	5,20	4,90	4,50	5,50	5,40	4,90
35kg	4,80	5,80	5,70	5,20	5,00	6,10	5,90	5,30
40kg	5,30	6,40	6,20	5,60	5,50	6,70	6,40	5,80
5D 65/60BG								
30kg	3,60	4,70	5,00	4,80	3,90	5,20	5,50	5,10
35kg	4,10	5,40	5,60	5,30	4,50	5,90	6,20	5,70
40kg	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 41. Tabla de resistencias medias residuales... (Fuente: Bekaert)

Los precios según los tipos de fibras que la empresa nos ha ofrecido son los siguientes:

- Dramix 4D 65/60 __ 1500€/ton
- Dramix 4D 80/60 __ 1750€/ton
- Dramix 5D 65/60 __ 2000€/ton

Las diferencias entre unas y otras son el aspecto que presenta el acabado en los extremos de las fibras y los diámetros de las fibras.



Figura 42. Gama de fibras utilizada para el estudio de alternativas (Fuente: Bekaert)

Cabe resaltar, que las propuestas que se muestran a continuación han sido llevadas a cabo siguiendo lo estipulado en la normativa, cumpliendo las limitaciones y algunas recomendaciones en la mayoría de los casos.

Todo ello, con el fin de conseguir una propuesta económica competitiva, buscando facilidad constructiva y que sea realista, teniendo presente en todo momento que la estructura sea durable con el paso de los años y ahorrando tareas de mantenimiento que, en el lugar del hormigón armado, por tratarse de las condiciones de actuación de este tipo de obras, podrían ser reiteradas con el paso del tiempo.

11.2. PROPUESTAS

11.2.1. Armado del cajón con HA-35 y B-500S

Como se ha hablado a lo largo de todo el trabajo, se han estudiado 4 elementos fundamentales que intervienen en la constitución del cajón. Por una parte, la solera y la zapata que forman parte de la base, siendo armados y hormigonados en la misma fase del proceso constructivo. Por otra parte, tenemos las paredes exteriores e interiores, que forman parte del fuste y cuyas fases del proceso constructivo se llevan a cabo a la vez.

Cabe destacar, que para las paredes fueron recogidas dos columnas para tener en cuenta los momentos que actúan en ambos sentidos, el horizontal M11 y el vertical M22. Para el caso de la solera, no es necesario añadir una columna más, ya que los esfuerzos son iguales en ambas direcciones y por ello, con tenerlo en cuenta a la hora de contar la cuantía de armado es suficiente. Con la zapata, únicamente encontramos una columna, ya que va a armarse en una única dirección (perpendicular a la cara empotrada).

Por tanto, una vez se conocen los momentos que comprometen a estos elementos se llevó a cabo una tabla, con los momentos que van a tener que resistir dichos elementos, con su armadura por cálculo y con la armadura mínima que fue tomada de la EHE-08, tal y como se justifica en el apartado 9.2.2. de este trabajo.

Con todo ello se recopila la información que nos indica el armado que hay que disponer por metro lineal de elemento y el armado total que debe haber por unidad de elemento en cuestión, en los puntos estudiados. A partir de aquí, se llevaron a cabo diferentes propuestas de armadura, que cumpliesen las necesidades, tanto de cálculo, como de armaduras a disponer mínimas.

En color naranja encontramos la cuantía de armado dispuesto en cm^2 : Será útil más adelante para conocer el volumen de armadura. Todo ello se encuentra recogido en la siguiente tabla:

	Solera		Pared ext M11		Pared ext M22		Pared int M11		Pared int M22		Zapata
	Empotramiento (inf)	Centro-Luz (Sup)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (int)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (Int)	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento (inf)
Esfuerzos (KNm)	235	100	180	91	118	34	60	60	50	50	245
Arm Calc (cm2/m)	7,38	3,12	8,02	4,14	5,22	1,53	5,8	5,8	2,2	2,2	7,7
Arm Min (cm2/m)	7,2	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4	2,25	2,25	2,25	2,25	7,2
ARMADO A DISPONER (cm2/m)	7,38	7,2	8,02	5,4	5,4	5,4	5,8	5,8	2,25	2,25	7,7
ARMADO A DISPONER (cm2)	26,7525	26,1	153,984	103,68	19,575	19,575	111,36	111,36	8,15625	8,15625	27,9125
Armado dispuesto (SIN FIBRAS)	4ϕ16 + 8ϕ20	13ϕ16	60ϕ20	60ϕ20	18ϕ12	18ϕ12	75ϕ25	75ϕ25	12ϕ12	12ϕ12	4ϕ16 + 8ϕ20
Armado dispuesto (cm2) (SIN FIBRAS)	33,16	26,13	188,4	188,4	20,35	20,35	368,15	368,15	13,57	13,57	33,16

Para esta propuesta, se ha dispuesto en la solera 4 barras del $\varnothing 16$, siendo distribuidas como 2 en las zonas exteriores de la solera y concentrando las 8 barras del $\varnothing 20$ en el centro de los empotramientos de las soleras. Las barras se encuentran separadas 26 cm entre ellas. El armado indicado se ha colocado en las dos direcciones formando una parrilla en la parte inferior de la solera. La longitud de las barras de la parrilla inferior es de algo más de los 3 metros.

Por otra parte, en la parte superior de la solera se ha dispuesto una parrilla de armado de 13 $\varnothing 16$ en las dos direcciones separadas una distancia de 27 cm. La longitud de las barras de la parrilla superior es de 4 m, teniendo en cuenta anclajes y solapes.

En la figura 43 podemos ver cómo se encuentra representada la armadura de tal manera como si hiciésemos un corte al elemento y dejásemos al descubierto la armadura interior. La armadura superior en color azul y la armadura inferior en color rojo. Se puede apreciar también como la armadura forma un emparrillado.

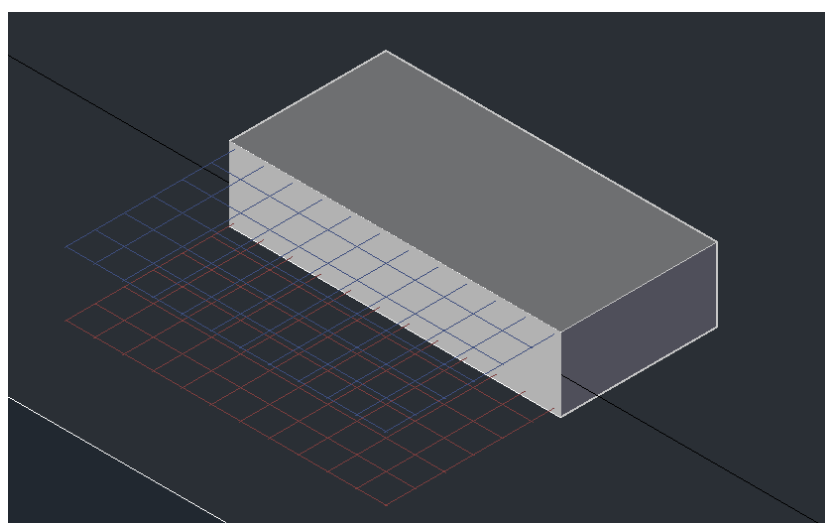


Figura 43. Esquema de armado en la solera (Fuente: Elaboración propia)

Las zapatas cumplen con la misma distribución que la parrilla inferior de la solera, aunque únicamente en una dirección y no cuenta con armadura superior, únicamente la barra anclada que vendrá de la solera.

En la figura 44 podemos ver mas claramente como se encontraría distribuida la armadura en el elemento.

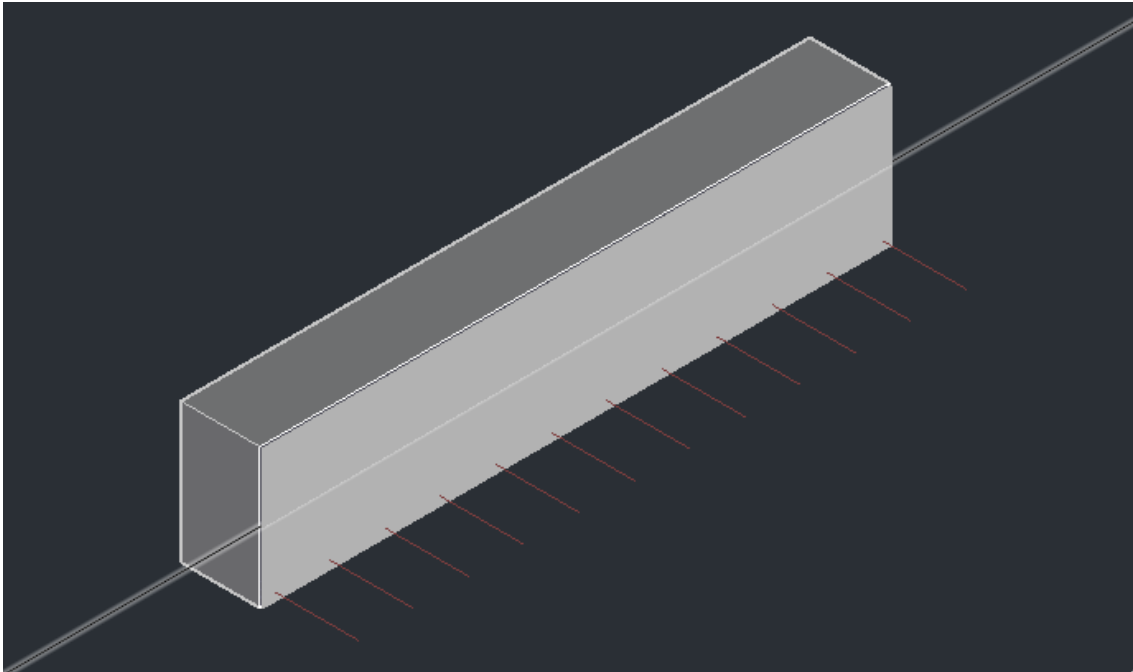


Figura 44. Esquema de armado en la zapata (Fuente: Elaboración propia)

Para las paredes exteriores, el armado que se ha propuesto es simétrico para las dos caras de la pared, en este caso 1 barra $\text{Ø}20$ cada 30 cm que sirve para hacer frente a las necesidades tanto en el empotramiento como en el centro-luz de la dirección horizontal de la pieza. Estas barras tienen una longitud de 3,625m cada una.

Para la dirección vertical, también se ha propuesto un armado simétrico de 18 $\text{Ø}12$ que se encuentran separados 19 cm. La longitud de estas barras es de 20 metros, que al ser demasiado largas se salvarían con empalmes de barras de 10 metros.

En la figura 45 se puede apreciar la posición de las armaduras exteriores de la pared en color rojo y las armaduras interiores de la pared en color azul.

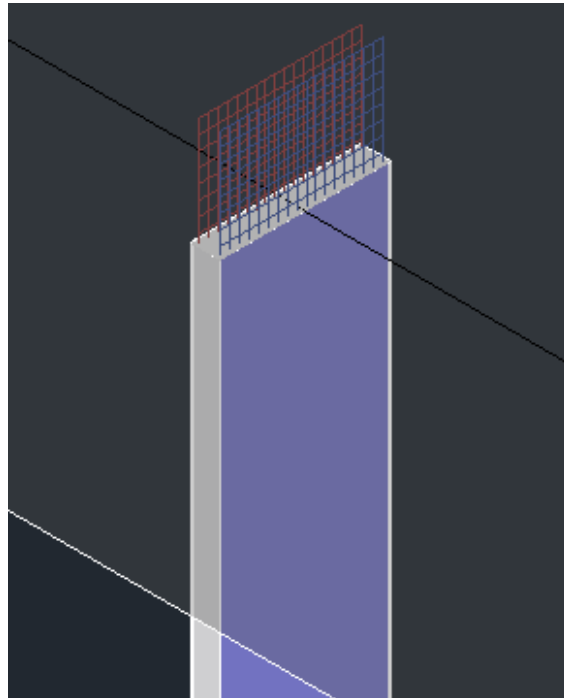


Figura 45. Esquema de armado en la pared exterior (Fuente: Elaboración propia)

Por último, las paredes interiores. Presentan una de las partes más engrosadas del coste del cajón, debido a que hay un total de 93 paredes interiores (aproximadamente un volumen de 1618 m^3) que suponen un 25% del volumen del cajón.

No obstante, además de ser un elemento que se repite mucho en la estructura, su cuantía de armadura es elevada, debido a que el momento que actúa sobre ella en situación de servicio, como hemos visto, supera el momento de fisuración y para limitar la abertura de fisura por debajo del límite de $0,20 \text{ mm}$ se ha tenido que colocar una cantidad importante de armado.

Se han colocado un total de $75\text{Ø}25$ por cara en el sentido horizontal, separados 23 cm entre ellas. De esta manera se cubre la armadura necesaria para hacer frente al axil y a la fisuración.

Mientras que en la dirección vertical se ha colocado $12 \text{ Ø } 12$ en las dos caras colocados cada 30 cm .

En la figura 46 podemos ver el esquema de armado que encontraríamos en las paredes interiores.

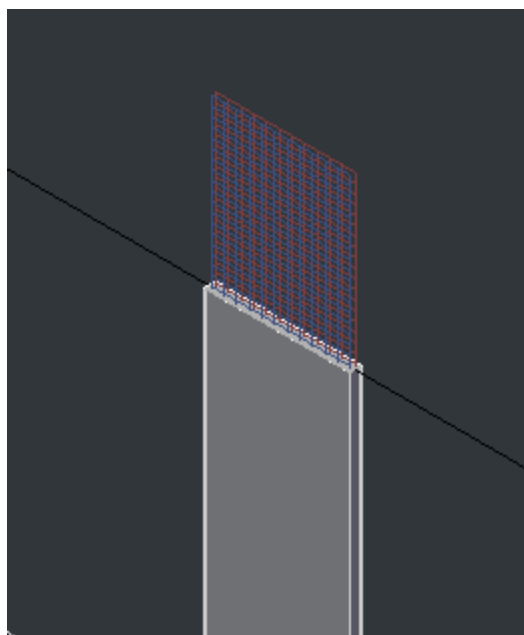


Figura 46. Esquema de armado en la pared interior (Fuente: Elaboración propia)

Además, se han elaborado los detalles que se deberían tener en cuenta en entronques o encuentros de conexiones, pared-solera o pared-pared. Los encuentros solera-pared son críticos, ya que se debe prever las esperas para que cuando se hormigone la solera haya conexión interior entre un elemento y otro. Por ello, la conexión se ha realizado generando unas esperas de la misma cantidad de armadura necesaria en las direcciones verticales de las paredes que conectan con la armadura inferior de la solera.

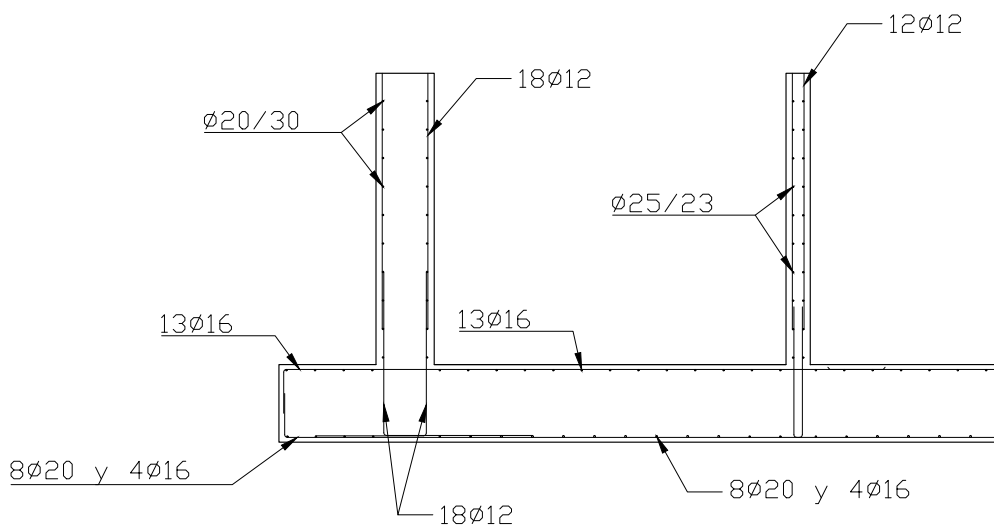
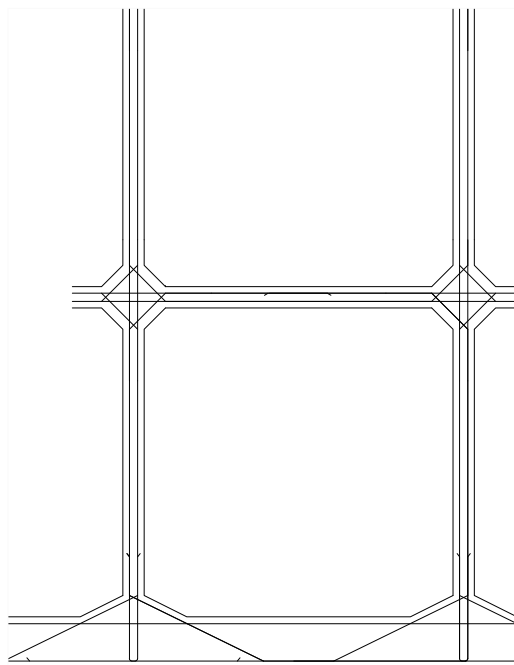
Además, también se han tomado los detalles en encuentros entre paredes interiores y exteriores para asegurar la conexión entre ellas y sean capaces de resistir los momentos y los axiles que se llegan a generar a lo largo de la vida de la estructura.

Por otra parte, la armadura superior de la solera se ha prolongado hasta el final de la zapata y se ha doblado al final.

En los encuentros horizontales en las conexiones pared-pared se han resuelto con los detalles que aportaba el manual [2], creando jaulas de armadura para cada celda y reforzando los acartelamientos con barras que van de extremo del cajón a extremo.

Podemos encontrar los detalles representados en la figura 47.

DETALLE EN ENCUENTROS Y ACARTELAMIENTOS



DETALLE DE EMPALMES Y ENCUENTROS VERTICALES

Figura 47. Detalles constructivos (Fuente: Elaboración propia)

Para esta propuesta, se ha llevado a cabo un cálculo estimado de la cantidad de armado que se puede tener para la fabricación de un cajón con las características que se ha presentado y con la propuesta de armadura llevada a cabo. Primero, llevando a cabo el cálculo del volumen, con el área de armadura que encontrábamos en la tabla general de armado y la longitud de las barras. De esta manera y con peso específico del acero se calcula los kg de armado. Para la estimación del precio se ha recurrido a una base de datos de precios actual donde el precio del acero se encuentra a 1,10 €/kg.

Por último, cuando se tiene el coste por elemento, se multiplica cada coste por el número de elementos que cuenta el cajón y se obtiene el coste aproximado por cajón.

Podemos ver detalladamente los valores en la figura 48.

OPCIÓN BASE		Solución a base de armado convencional, armado por mínimos y por armadura necesaria por cálculo.						
Armado convencional								
	Solera		Pared exterior		Pared Interior		Zapata	
Volumen de	42985,25	cm3	214734	cm3	319017,55	cm3	5929	cm3
Kg armado	337,43421	kg	1685,6619	kg	2504,287768	kg	46,54265	kg
Coste total p	371,17763	€	1854,22809	€	2754,716544	€	51,196915	€
					313505,8633	kg	Coste por cajón	344856,4496 €

Figura 48. Esquema de costes Opción Base (Fuente: Elaboración propia)

Podemos ver cómo el coste de las paredes es el más elevado debido a la gran cantidad de armado que necesitan. Una vez obtenido el precio de cada elemento se ha calculado el coste total teniendo en cuenta que en nuestro cajón tenemos 66 soleras, 34 paredes exteriores, 93 paredes interiores y 22 zapatas.

Teniendo en cuenta todo lo mencionado anteriormente el precio por cajón con HA-35 y barras de acero B-500S asciende a un total de **344856,45 €**.

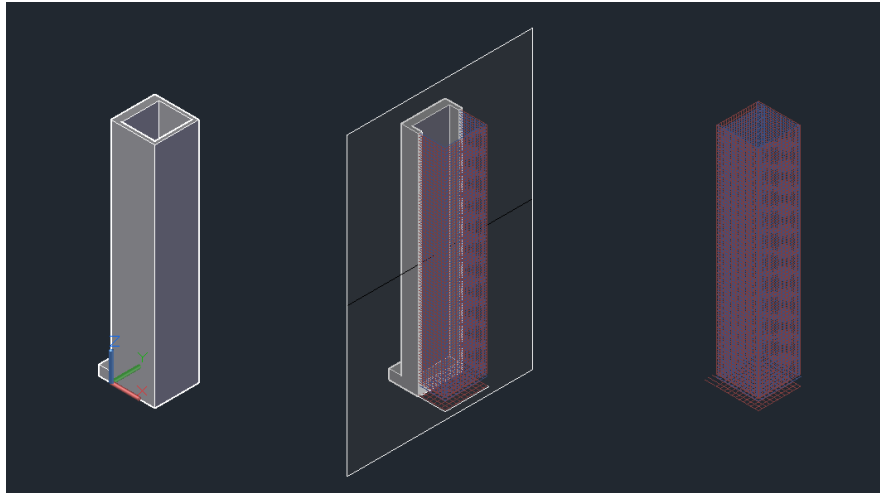


Figura 49. Visión general de la Opción base (Fuente: Elaboración propia)

A la luz de los resultados se observa en la figura 49 que la cantidad de armado que se precisa en paredes, tanto interiores como exteriores es mucho mayor que la que se precisa en la solera, por ello, serán elementos en los que se deberá buscar un ahorro de armado con la presencia de fibras que además mejore el comportamiento de fisuración que es crítico en paredes interiores debido a su poco espesor.

11.2.2. . Armado del cajón con HA-35 y Dramix 5D 65/60 35kg en Solera y Zapata. Dramix 5D 65/60 y B-500S en paredes

En esta propuesta la constitución de la solera y de la zapata es completamente con HRF y sin barras de acero, mientras que en las paredes se adopta una solución híbrida de HRF y barras de acero B-500S, ya que la geometría de las paredes y los esfuerzos que deben resistir no permiten una solución completa de HRF.

La dosificación de las fibras va a ser de 35 kg/m³. Mientras que en las paredes exteriores se ha dispuesto, además del HRF, un armado compuesto por 19Ø8 a lo largo de los 19,2 metros de pared en las dos caras para cubrir la dirección horizontal de la pieza. Por otra parte, en la dirección vertical se han dispuesto 3Ø8 en un ancho de 3,625 metros en ambas caras, pero únicamente en empotramiento. Teniendo en cuenta que la presencia de fibras favorece la

transmisión de tensiones dentro del hormigón se han supuesto unas distancias entre barras mayores a 30 cm gracias a la contribución de las fibras para poder ahorrar kg de armado.

Por otra parte, la pared interior en dirección horizontal el armado que se ha dispuesto es de 58Ø20 en ambas caras y que, con la contribución de las fibras benefician que, la abertura de fisura, crítica en este elemento se reduzca por debajo de 0,20 mm.

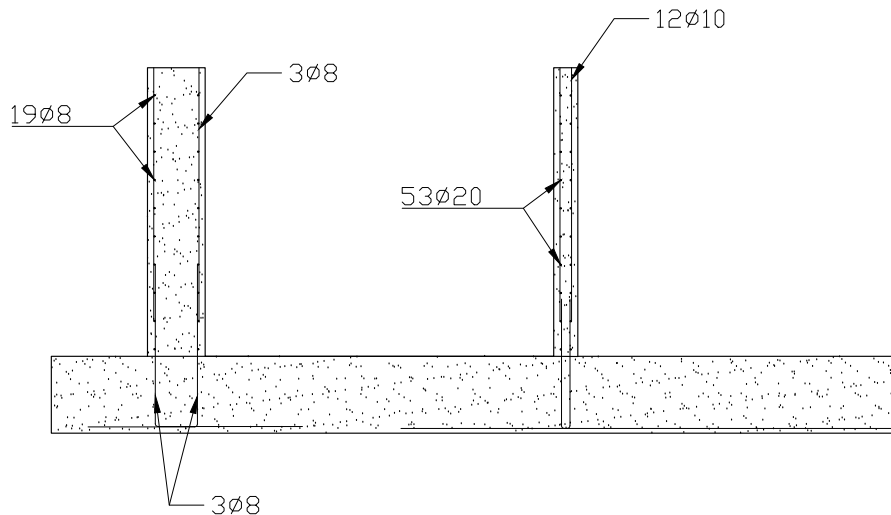
En la dirección vertical se ha dispuesto 6Ø8 repartidos en los 3,625 metros y con una longitud de 19,2 metros.

El detalle de entronque de las paredes con la solera se resuelve la misma manera que se ha repuesto con la Opción Base dejando en espera las barras de la solera para proceder al hormigonado de las paredes y que todo el elemento se encuentre conectado interiormente. Podemos apreciar el detalle en la figura 50

La zapata, al igual que la solera se ha evitado la colocación de barras, dejando trabajar únicamente a las fibras.

	Solera		Pared ext M11		Pared ext M22		Pared int M11		Pared int M22		Zapata	
	Empotramiento (inf)	Centro-Luz (Sup)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (int)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (Int)	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento (inf)	
Esfuerzos (KNm)	235	100	180	91	118	34	60	60	50	50	245	
Arm Calc (cm2/m)	7,38	3,12	8,02	4,14	5,22	1,53	5,8	5,8	2,2	2,2	7,7	
Arm Min (cm2/m)	7,2	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4	2,25	2,25	2,25	2,25	7,2	
ARMADO A DISPONER (cm2/m)	7,38	7,2	8,02	5,4	5,4	5,4	5,8	5,8	2,25	2,25	7,7	
ARMADO A DISPONER (cm2)	26,7525	26,1	153,984	103,68	19,575	19,575	111,36	111,36	8,15625	8,15625	27,9125	
Armado dispuesto (SIN FIBRAS)	4ϕ16 + 8ϕ20	13ϕ16	60ϕ20	60ϕ20	18ϕ12	18ϕ12	75ϕ25	75ϕ25	12ϕ12	12ϕ12	4ϕ16 + 8ϕ20	
Armado dispuesto (cm2) (SIN FIBRAS)	33,16	26,13	188,4	188,4	20,35	20,35	368,15	368,15	13,57	13,57	33,16	
Bekaert 5D 65/60 35 kg	Armado dispuesto (FIBRAS)	0	0	19ϕ8	19ϕ8	3ϕ8	0	58ϕ20	58ϕ20	12ϕ10	12ϕ10	0
	Armado dispuesto (cm2) (FIBRAS)	0	0	9,55	9,55	1,509	0	182,12	182,12	9,42	9,42	0
	Esfuerzo Resistido (KNm)	308,62	308,62	188,05	188,05	188,05	173,6	94,68	94,68	53,5	53,5	308,62

Esta propuesta de armado supone, por una parte, calcular la parte proporcional a las fibras, que se obtendrá calculando el volumen de elemento y la cantidad de fibras que vamos a introducir por m³. Además, en los elementos que cuente con una solución híbrida se añadirá la parte proporcional de los kilogramos de armadura con el mismo procedimiento que se ha seguido en la *alternativa 11.2.1*.



DETALLE DE EMPALMES Y ENCUENTROS VERTICALES

Figura 50. Detalle constructivo Opción A (Fuente: Elaboración propia)

En esta propuesta, se va a llevar a cabo una dosificación de 35 kg/m³ y todo el volumen de cajón se va a hormigonar con HRF.

La decisión de elegir el tipo de fibras 5D con una dosificación de 35kg ha sido debido a que son las que mejor respuesta en sus resistencias residuales ofrecen y, por tanto, para una solución conservadora de únicamente fibras es la mejor opción.

OPCIÓN A		Solución con solera y zapata con fibras y paredes híbridas					
		Dramix 5D 65/60 35kg					
	Solera	Pared exterior	Pared Interior	zapata			
Volumen ele	10,5125 m ³	41,76 m ³	17,4 m ³	2,9 m ³			
Kg fibras	367,9375 kg	1461,6 kg	609 kg	101,5 kg			
Vol armado	0 cm ³	9519,23 cm ³	168209,8 cm ³	0 cm ³		133,457275 toneladas	
Kg armado	0 kg	74,7259555 kg	1320,44693 kg	0 kg			
Coste Total	735,875 €	3005,398551 €	2670,491623 €	203 €			
		11955,7484 €/celda		Coste por cajón		403573,0217 €	

Figura 51. Esquema de costes Opción A (Fuente: Elaboración propia)

Llevando a cabo los cálculos pertinentes vemos como el precio del armado del cajón asciende a un total de **403573,02€**.

Si lo comparamos con la Opción Base con armado convencional vemos que se genera un aumento de precio, si bien, con las fibras más sofisticadas y quedándonos muy del lado de la seguridad ya que si nos fijamos en la tabla general, los esfuerzos que se están resistiendo en la solera o zapata son de 308KNm mientras que los que están actuando son de 235 KNm.

Además, es interesante fijarnos como en la pared interior, aun contando con una combinación de fibras de valor elevado, contribuye a rebajar el precio por elemento produciendo un ahorro de 84 € por pared interior.

Es importante destacar que, apostar por unas condiciones de durabilidad para el cajón adecuadas pueden suponer un ahorro de dinero con el paso del tiempo en tareas de rehabilitación o mantenimiento del cajón. Otro punto importante que hay que destacar es que la cuantía de armado que se reduce en la pared exterior y la solera es importante, el área de armadura se ha reducido en un 70% (de 1723,4 cm² a 403,7 cm²). Podemos apreciar en la figura 52 la reducción de armadura en una celda del cajón si la comparamos con la figura 49.

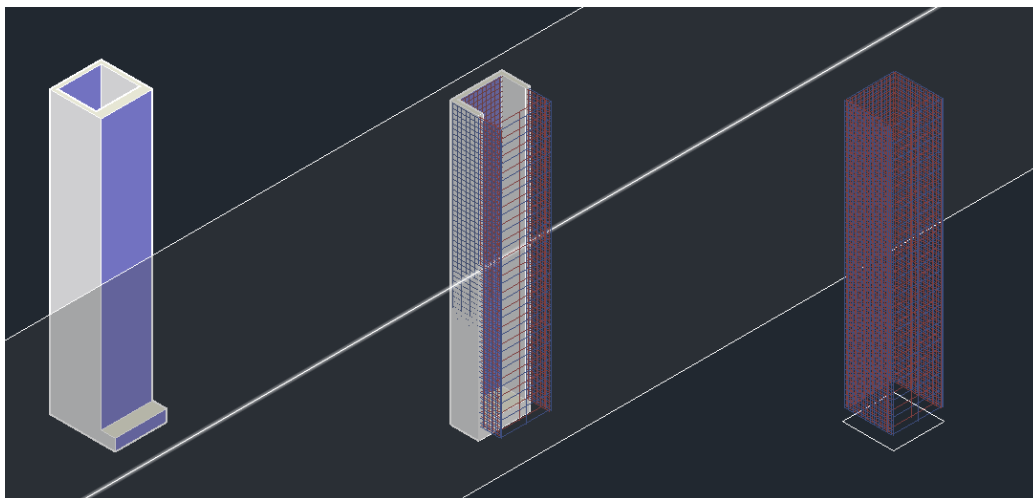


Figura 52. Visión general Opción A (Fuente: Elaboración propia)

No obstante, se ha seguido estudiando como optimizar la presencia de este material en el cajón ahorrando costes y manteniendo su función estructural.

11.2.3. Armado del cajón con HA-35 y Dramix 4D 80/60 35kg y B-500S en todo el cajón.

Para esta propuesta se ha partido de la consideración de que todos los elementos se encuentran con HRF con una categoría menos que la alternativa 11.2.2. Esto permite reducir el precio, pero obliga a tener que acudir a soluciones híbridas en zonas críticas del cajón como empotramientos en la solera y la zapata, o en las zonas de empotramientos de las paredes exteriores.

De esta manera, optimizando las longitudes de las barras y utilizando un tipo de fibras que pueda trabajar fácilmente para ofrecer la resistencia adecuada para el elemento se puede obtener una propuesta competitiva.

En el caso de los encuentros entre solera y pared se ha dispuesto $3\varnothing 8$ que son dispuestos al largo de los 3,625 metros de lado de la solera, dos en los laterales del elemento y una barra central. Esta disposición se repite en la dirección perpendicular, forman así un emparrillado en la cara inferior. En la cara superior de la solera no se han dispuesto barras, ya que el momento actuante más fuerte se encuentra en el centro-luz y las fibras son capaces de resistir los esfuerzos en este punto.

En el caso de las paredes exteriores se han dispuesto $19\varnothing 12$ en la dirección horizontal de la pared a lo largo de los 19,2 metros. La longitud de las barras se ha tomado de 3,625 metros y se encuentran dispuestas en ambas caras.

Para la dirección vertical se han colocado $3\varnothing 8$ en ambas caras a lo largo de los 3,625 metros de ancho de la pared con una longitud de 2 metros. Los detalles de entronque siguen el mismo esquema que se sigue en la alternativa 11.2.1. representados en la figura 47, los $3\varnothing 8$ son los mismos que luego forman parte de la armadura inferior de la solera. En el centro-luz de la pared de la dirección vertical se ha dejado únicamente trabajando a las fibras.

Para las paredes interiores se ha dispuesto 58Ø20 en la dirección horizontal repartidos a lo largo de los 19,2 metros de alto de la pared. Mientras, que, por otra parte, la armadura vertical que se ha colocado son 11Ø12 en ambas caras y con un largo de toda la altura de la pared.

La zapata ha sido reforzada en la cara inferior en el empotramiento con la misma armadura de la solera.

	Solera		Pared ext M11		Pared ext M22		Pared int M11		Pared int M22		Zapata
	Empotramiento (inf)	Centro-Luz (Sup)	Empotramiento o (Ext)	Centro-Luz (int)	Empotramiento o (Ext)	Centro-Luz (Int)	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento (inf)
Esfuerzos (KNm)	235	100	180	91	118	34	60	60	50	50	245
Arm Calc (cm2/m)	7,38	3,12	8,02	4,14	5,22	1,53	5,8	5,8	2,2	2,2	7,7
Arm Min (cm2/m)	7,2	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4	2,25	2,25	2,25	2,25	7,2
ARMADO A DISPONER (cm2/m)	7,38	7,2	8,02	5,4	5,4	5,4	5,8	5,8	2,25	2,25	7,7
ARMADO A DISPONER (cm2)	26,7525	26,1	153,984	103,68	19,575	19,575	111,36	111,36	8,15625	8,15625	27,9125
Armado dispuesto (SIN FIBRAS)	4 ϕ 16 + 8 ϕ 20	13 ϕ 16	60 ϕ 20	60 ϕ 20	18 ϕ 12	18 ϕ 12	75 ϕ 25	75 ϕ 25	12 ϕ 12	12 ϕ 12	4 ϕ 16 + 8 ϕ 20
Armado dispuesto (cm2) (SIN FIBRAS)	33,16	26,13	188,4	188,4	20,35	20,35	368,15	368,15	13,57	13,57	33,16
Armado dispuesto (FIBRAS)	3 ϕ 8	0	19 ϕ 12	19 ϕ 12	3 ϕ 8	0	58 ϕ 20	58 ϕ 20	11 ϕ 12	11 ϕ 12	3 ϕ 8
Bekaert 4D 80/60 35 kg } Armado dispuesto (cm2) (FIBRAS)	1,507	0	21,48	21,48	1,507	0	182,12	182,12	12,44	13,57	1,507
Esfuerzo Resistido (KNm)	327,12	293,68	182,63	182,63	168,75	165,23	69,91	69,91	50,25	50,25	327,12

Mediante esta propuesta, se busca reducir el coste de fibras por kg y de esta manera poder ofrecer soluciones más competitivas. El inconveniente que encontramos a la hora de reducir el coste es; que las fibras tienen resistencias residuales más bajas y, por tanto, el momento resistido es menor, lo que obliga a tener que aportar más armadura en las zonas donde se cuenta con una solución híbrida entre HRF y barras de acero.

Sin embargo, se aprovechan las zonas críticas del cajón para colocar pequeños refuerzos que nos aseguren que esas zonas no van a encontrarse comprometidas durante cualquier etapa de su vida útil.

Además, se asegura que los elementos verticales y los horizontales van a estar conectados entre ellos y va a haber continuidad resistente a lo largo de todo el cajón.

En cuanto a la valoración económica; podemos apreciar en la figura 53 que el precio de una solera en una celda sigue siendo elevado en comparación con la opción base de llevar a cabo una solución convencional de hormigón armado. No obstante, se aprecia que, al no llevar las barras a lo largo de toda la pared, sino solamente en los puntos críticos en elementos verticales se aprecia que el coste por unidad de elemento es más bajo que la alternativa 11.2.2 pero, todavía más cara que la opción base, por tanto, se deberá proponer una opción más optimizada que consiga reducir el coste.

Como vemos, el coste por unidad de pared interior sigue reduciéndose, y en esta ocasión, es 117€ más económica que la opción base.

OPCIÓN B	Solución paredes, solera y zapatas híbridas con refuerzos en las zonas críticas								
	Dramix 4D 80/60 35kg								
	Solera		Pared exterior		Pared Interior		zapata		
Volumen ele	10,5125 m3		41,76 m3		17,4 m3		2,9 m3		
Kg fibras	367,9375 kg		1461,6 kg		609 kg		101,5 kg		
Vol armado	1092,575 cm3		16175,8 cm3		181976,2 cm3		150,7 cm3	132,848275	toneladas
Kg armado	8,5767138 kg		126,98003 kg		1428,51317 kg		1,182995 kg		
Coste Total	653,32501 €		2697,478033 €		2637,114487 €		178,9262945 €		
					11441,073 €/celda		Coste por cajon	384021,7296 €	

Figura 53. Esquema de costes Opción B (Fuente: Elaboración propia)

El precio del cajón en esta alternativa es de **384021,73 €**.

Esta alternativa, por tanto, ha conseguido acercarse más a la opción base, pero sigue distando mucho el precio, una diferencia de 39165 € entre la opción inicial y la propuesta.

Por ello, se va a ofrecer una última propuesta optimizando la distribución de fibras y la colocación de barras de acero en las zonas híbridas que consigan una reducción de precio y competitividad a la hora de llevar a cabo el cajón.

11.2.4. Armado del cajón con HA-35 y Dramix 4D 65/60 30kg y B-500S en todo el cajón. Optimizando distribución de fibras.

Para esta propuesta, se emplea una categoría de fibras inferior a la utilizada en las propuestas iniciales, pero que es capaz de resistir los momentos que va a soportar el cajón si se acompaña con barras de acero. Se cuenta, además, que la cantidad de kg por m³ es menor y por tanto va a haber una reducción de coste significativa.

Por otra parte, la distribución de fibras que se va a llevar a cabo en la zapata y la solera va a ser por capas, es decir, se van a hormigonar los primeros 25 cm con HRF, los 30 cm siguientes con HA-35 y los últimos 25 cm con HRF de nuevo. De esta manera, la reducción de kg/m³ que, sumado al condicionante mencionado en el párrafo anterior provocará que en la solera la cantidad de fibras sea reducida y, por tanto, más económica que la alternativa base. Se puede apreciar con detalle en la figura 56.

Al igual que en la propuesta 11.2.3., se han dispuesto barras de acero en los empotramientos entre paredes y solera para asegurar la transmisión de esfuerzos entre elementos y asegurar ductilidad en dichas zonas.

También, en elementos verticales no se han llevado las barras hasta toda su longitud vertical, se han dispuesto en una longitud de 2 metros. Es decir, las barras de la armadura inferior de la solera se dejarán en espera.

El armado en la solera, en esta ocasión, se ha llevado a cabo como barras que únicamente cubren la zona del empotramiento y dejan que el centro de la

solera sea la que trabaje únicamente por el efecto de las fibras. Como se puede apreciar en la figura 54.

Para las paredes exteriores se ha contemplado la misma solución en los elementos horizontales, llevar la longitud de las barras 1,20 metros a partir del empotramiento y dejar la parte central del elemento libre, donde las fibras son las que se encargan de resistir los momentos actuantes. Podemos apreciar el detalle en la figura 55.

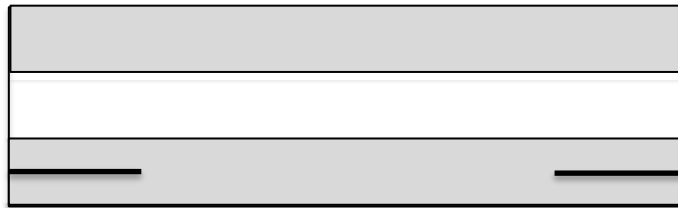


Figura 54. Sección transversal de la solera (Fuente: Elaboración propia)

Por tanto, las barras de acero que se han dispuesto en esta alternativa son: 3Ø8 en la cara inferior de la solera en ambas direcciones con una longitud de 1,20 metros desde el empotramiento, como se ha comentado anteriormente.

Para la pared exterior se ha dispuesto en el sentido horizontal 38Ø12 a lo largo de los 19,2 metros con una distancia similar a la dispuesta en la solera. En la dirección vertical se disponen 3Ø8 una longitud de 2 metros y en ambas caras.

En las paredes interiores se disponen 58Ø20 para la dirección horizontal con una longitud de cada barra de 3,625 metros y dispuestas en dos caras. Para la dirección vertical se ha dispuesto 7Ø16 una distancia de 19,2 metros por cada barra.

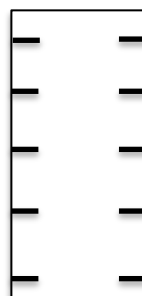
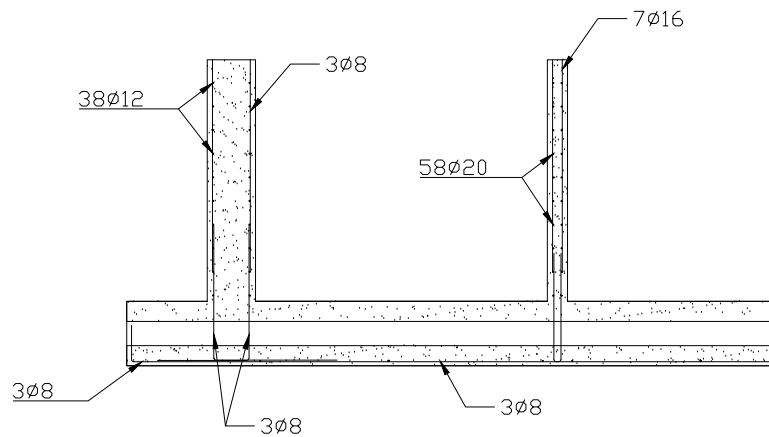


Figura 55. Sección transversal de la pared exterior (Fuente: Elaboración propia)

Las zapatas siguen la misma configuración que la solera y son armadas con 3Ø8 únicamente en un sentido y en una cara, una longitud de barra de 1 metro.

	Solera		Pared ext M11		Pared ext M22		Pared int M11		Pared int M22		Zapata	
	Empotramiento (inf)	Centro-Luz (Sup)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (int)	Empotramiento (Ext)	Centro-Luz (int)	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento	Centro-Luz	Empotramiento (inf)	
Esfuerzos (KNm)	235	100	180	91	118	34	60	60	50	50	245	
Arm Calc (cm ² /m)	7,38	3,12	8,02	4,14	5,22	1,53	5,8	5,8	2,2	2,2	7,7	
Arm Min (cm ² /m)	7,2	7,2	5,4	5,4	5,4	5,4	2,25	2,25	2,25	2,25	7,2	
ARMADO A DISPONER (cm²/m)	7,38	7,2	8,02	5,4	5,4	5,4	5,8	5,8	2,25	2,25	7,7	
ARMADO A DISPONER (cm²)	26,7525	26,1	153,984	103,68	19,575	19,575	111,36	111,36	8,15625	8,15625	27,9125	
Armado dispuesto (SIN FIBRAS)	4φ16 + 8φ20	13φ16	60φ20	60φ20	18φ12	18φ12	75φ25	75φ25	12φ12	12φ12	4φ16 + 8φ20	
Armado dispuesto (cm²) (SIN FIBRAS)	33,16	26,13	188,4	188,4	20,35	20,35	368,15	368,15	13,57	13,57	33,16	
Bekaert 4D 65/60 30 kg	Armado dispuesto (FIBRAS)	3φ8	0	38φ12	0	3φ8	0	58φ20	58φ20	7φ16	7φ16	3φ8
	Armado dispuesto (cm²) (FIBRAS)	1,507	0	42,97	0	1,507	0	182,12	182,12	14	14	1,507
	Esfuerzo Resistido (KNm)	308,62	308,62	188,05	188,05	173,6	173,6	63,07	63,07	52,73	52,73	308,62



DETALLE DE EMPALMES Y ENCIENTROS VERTICALES

Figura 56. Detalles constructivos Opción C (Fuente: Elaboración propia)

En esta alternativa se va a observar una reducción notoria del precio por elemento de solera, debido a que la cantidad de fibras y de acero que se va a utilizar por elemento es muy baja comparado con las otras alternativas (5,67 kg de acero y 197 kg de fibras). Esto conllevará que uno de los elementos clave en el cajón muestre un ahorro importante en el precio.

En cuanto a las paredes exteriores, se ha conseguido que su precio se ajuste más a la opción base, creando una diferencia de precio de 190€ por elemento, siendo esta alternativa más cara.

Las paredes interiores, como en las otras opciones, es donde se puede apreciar un mayor salto económico y dejando ver que las paredes podría ser el elemento idóneo para investigar su comportamiento con fibras, debido a que supone un ahorro muy grande barras de acero, que son compensadas por las fibras evitan la abertura de fisura.

En las zapatas, el coste sigue siendo mayor que en la opción base.

OPCIÓN C		Solución paredes, solera y zapatas híbridas con refuerzos en las zonas críticas optimizando solera y paredes							
Dramix 4D 65/60 30 kg									
	Solera		Pared exterior		Pared Interior		zapata		
Volumen ele	6,5703125 m ³		41,76 m ³		17,4 m ³		1,8125 m ³		
Kg fibras	197,10938 kg		1252,8 kg		522 kg		54,375 kg		
Vol armado	723,36 cm ³		20927 cm ³		185797 cm ³		150,7 cm ³		105,3466688 toneladas
Kg armado	5,678376 kg		164,27695 kg		1458,50645 kg		1,182995 kg		
Coste Total	301,91028 €		2044,57695 €		2387,357095 €		82,8637945 €		
			9591,4223 €/celda				Coste por cajon		313288,9078 €

Figura 57. Esquema de costes de la Opción C (Fuente: Elaboración propia)

El coste por cajón de esta alternativa es de **313288,9 €**.

Para esta propuesta, como se puede observar, el precio por cajón supone un ahorro con respecto de la opción base de 31567,54€ por cajón.

Además de un ahorro de precio, se puede apreciar en la figura 58 la reducción de cuantía de armadura que encontramos en una única celda comparado con la figura 47 de la alternativa base.

La alternativa 11.2.4. por tanto, sería la más competitiva y que supone un ahorro económico y de kg de acero. Cabe destacar, que en este ahorro no se están considerando los costes de mantenimiento que los HRF evitan con respecto al HA convencional y que aseguraría la integridad y la vida útil del cajón durante años en criterios de durabilidad. Si los tuviésemos en cuenta, el beneficio podría llegar a incrementarse todavía más.

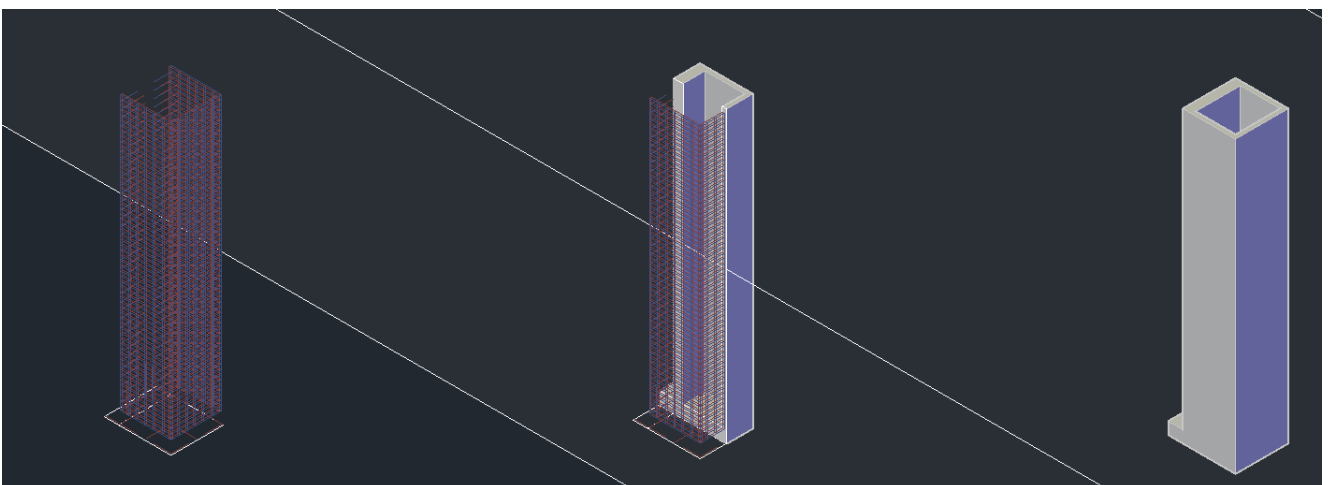


Figura 58. Visión general Opción C (Fuente: Elaboración propia)

12. CONCLUSIONES

Una vez presentadas las alternativas, se han sacado varias conclusiones que pueden ser de ayuda para la futura consulta de este documento o para la utilización de HRF.

Por una parte, se ha visto como las fibras resisten esfuerzos muy elevados a medida que el espesor de la pieza se va haciendo más grande, debido a que el volumen de hormigón y fibras es elevado y la sinergia entre ambas produce una resistencia mayor. Sin embargo, a medida que dicho espesor aumenta, el coste lo hace también, ya que la dosificación de fibras por m^3 es más cara que el acero convencional y recurrir a soluciones completas de HRF para grandes espesores puede no suponer una solución competitiva ya que hay que cubrir un volumen muy alto que encarece el precio. Además de que en cierta manera estaríamos sobredimensionando la pieza ya que los esfuerzos que va a poder resistir serán habitualmente mucho más altos que los que va a resistir realmente.

Por tanto, para elementos como la solera, que es un elemento con mucho espesor en este caso, no llega a ser competitivo si se busca una solución completa con HRF, no obstante, como hemos visto, se puede buscar alternativas que supongan un ahorro de fibras y que sigan cumpliendo su finalidad. No obstante, esto no lo podremos llevar a cabo con todos los elementos, ya que su proceso constructivo no nos lo permitirá.

Un claro ejemplo de esto son las paredes exteriores. Son elementos con un espesor considerable, donde se puede buscar soluciones que se acerquen al precio que podría resultar de llevar a cabo una propuesta con barras de acero pero que difícilmente llegan a mejorarla, económicamente hablando. En estos elementos, no se puede buscar un hormigonado por espesores, intercalando capas de HRF y HA como hemos visto en la solera, ya que el hormigonado se lleva a cabo verticalmente.

Por otra parte, las paredes interiores, a pesar de ser elementos con poco espesor, son los elementos idóneos de esta estructura en los que se puede utilizar HRF. Son elementos que trabajan bajo una tracción horizontal y a

momentos relativamente bajos y que se manifiestan puntualmente en la vida del cajón. Es por ello por lo que el armado que se debería disponer no es relativamente alto. Sin embargo, el factor limitante es el estado límite de servicio que obliga a tener que reforzar el elemento para cumplir la abertura de fisura.

Esto supone que la cantidad de armadura que se dispone es elevada y, sumado al hecho de que el cajón cuenta con 93 elementos iguales a este, hace que el precio se incremente por la presencia de este elemento.

Otro factor beneficioso que encontramos del uso de la utilización de las fibras en obra es la reducción de volumen de armado dentro de la obra, ahorrando tiempos de montaje, transporte o doblados. Tiempos que retrasan la puesta en servicio de la obra. Además, la gran cantidad de barras en la obra y diversidad de diámetros diferentes puede llegar a confusión a la hora del montaje. De esta manera encontramos una obra más limpia y segura. Para visualizar mejor este aspecto se ha llevado a cabo una tabla con el volumen de armadura en cada alternativa.

	Solera	Zapata	P.Int	P.Ext	CAJÓN
<i>Opción Base</i>	42 m ³	5 m ³	319 m ³	215 m ³	39937 m ³
<i>Opción A</i>	0 m ³	0 m ³	168 m ³	9,5 m ³	15967 m ³
<i>Opción B</i>	1 m ³	0,2 m ³	182 m ³	16 m ³	17549 m ³
<i>Opción C</i>	0,7 m ³	0,2 m ³	186 m ³	20 m ³	18041 m ³

Vemos como la aplicación de fibras en soluciones híbridas supone un ahorro de más del 50% del volumen de armado por cajón.

Además, ha sido positivo ver que el efecto contemplado de las fibras en el cálculo de la abertura de fisura hace que ésta se reduzca considerablemente sin la necesidad de tener que disponer una gran cantidad de armado, ahorrando en algunos casos más de 1000 kg de acero por elemento.

Es en este elemento donde en todas las alternativas se ha apreciado un coste menor y es seguramente el elemento que permite que un cajón llevado a cabo mediante HRF sea competitivo. A continuación, se ha confeccionado una tabla

que tiene como objetivo resumir los costes de las alternativas, a nivel de elemento como del cajón completo.

Como se puede apreciar, en la columna de P.Int, la Opción Base (Opción sin fibras) tiene un coste mayor que las Opciones que están por debajo (Opciones híbridas, acero y fibras). Es por ello, que se ha comentado anteriormente que se trata del elemento más beneficiado por las fibras.

Por otro lado, la pared exterior, a pesar de optimizar su armadura, es un elemento que también forma una parte importante del volumen del cajón y la cantidad de fibras hace que sea más económico recurrir a una solución únicamente con HA-35 y barras de acero B-500S. Por tanto, es un elemento que debería estudiarse con precisión la utilización de fibras para que fuese beneficioso.

Por último, vemos como la solera ofrece mayor variedad de posibilidades y alternativas para conseguir una propuesta óptima y competitiva.

	Solera	P.Ext	P.Int	Zapata	CAJÓN
<i>Opción Base</i>	371,17€	1854,23€	2754,71€	51,20€	344856,45€
<i>Dramix 5D 65/60</i>	735,87€	3005,40€	2670,50€	203€	403573€
<i>Dramix 4D 80/60</i>	653,32€	2697,47€	2637,11€	178,92€	384021,73€
<i>Dramix 4D 85/60</i>	301,91€	2044,57€	2387,35€	82,86€	313288,90€

Por tanto, el empleo de fibras para cajones portuarios como se ha visto puede ser beneficiosa, por motivos de durabilidad y para reducir volumen de acero en obra, acortando así plazos y tareas dentro de la obra. Pero, si bien es cierto, que no en todos los elementos es económicamente beneficioso utilizar fibras y debería estudiarse con más detalle si a largo plazo sus ventajas e inconvenientes. No obstante, se ha observado que para la última alternativa las diferencias de coste de las paredes exteriores y zapata entre la alternativa Base y la alternativa 11.2.4. eran bajas y posiblemente con el paso del tiempo sería mas beneficioso hacer esta inversión inicial que sería compensada con una reducción de tareas de mantenimiento a largo plazo.

13. BIBLIOGRAFÍA

- International Federation for Structural Concrete (2013). Fib Model Code for Concrete Structures 2010 **[1]**
- Piñeiro Díaz, Emilio (2006). Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias **[2]**
- Asociación Española de Normalización y Certificación (2016). Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. **[3]**
- Piñeiro Díaz, Emilio - Puertos del Estado (2008). Guía de Buenas Prácticas para la Ejecución de Obras Marítimas. **[4]**
- Comisión Permanente del Hormigón. (2008) Instrucción de hormigón estructural: EHE- 08. Ministerio de Fomento, Secretaria General Técnica. **[5]**
- Llorca, J., González Herrero, J. M., Ametller, S., & Ente Público Puertos del Estado (2012). R.O.M 2.0-11 Recomendaciones para Proyecto y Ejecución de Obras de Atraque y Amarre **[6]**
- Puertos del Estado (2001). R.O.M 0.0 Procedimiento general y bases de calculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado. **[7]**
- Departamento de Ingeniería de la Construcción ETSICCP. Unidad docente de Hormigón (2019). Transparencias de la asignatura de 3o de GIC: Hormigón estructural. **[8]**
- Esteban Chapapría, V. (2004). Obras marítimas. Universidad Politècnica de Valencia. **[9]**
- Puertos del Estado. (mayo de 2021). Estadística Mensual Mayo 2021 [Archivo PDF]. Puertos del Estado. http://www.puertos.es/es-es/estadisticas/Paginas/estadistica_mensual.aspx **[10]**

DOCUMENTO N°2.1

ANEJO N°1

CÁLCULO

Índice

INTRODUCCIÓN	124
1. DATOS INICIALES	124
2. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	125
2.1. PESO PROPIO	125
2.2. EMPUJE DE ARQUÍMEDES	125
2.3. EMPUJE HIDROSTÁTICO.....	127
2.4. EFECTO SILO.....	128
3. CÁLCULO SECCIONAL	129
3.1. MÉTODO DIRECTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.....	131
3.1.1. <i>Solera</i>	131
3.1.2. <i>Pared exterior</i>	131
3.1.3. <i>Zapata</i>	134
3.1.4. <i>Pared interior</i>	134
3.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	136
3.2.1. <i>Solera</i>	136
3.2.2. <i>Pared exterior</i>	136
3.2.3. <i>Pared interior</i>	137
3.2.4. <i>Solera</i>	137
3.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	138
3.3.1. <i>Solera</i>	138
3.3.2. <i>Pared exterior</i>	139
3.3.3. <i>Pared interior</i>	139
3.3.4. <i>Zapata</i>	140
4. CÁLCULO SECCIONAL ASOCIADOS A HORMIGONES CON FIBRAS.....	141
4.1. MOMENTO RESISTIDO ÚNICAMENTE POR FIBRAS.....	141
4.2. MOMENTO RESISTIDO POR FIBRAS Y BARRAS DE ACERO	142
4.2.1. <i>Cortante resistido con hormigón con fibras</i>	143

INTRODUCCIÓN

Este anejo tiene como finalidad complementar y servir de apoyo para la comprensión de los valores que se han tomado en la memoria a lo largo de toda ella.

Para ello, se van a desarrollar cálculos utilizados para la obtención de los resultados, mostrando los pasos y las fórmulas que se han tomado para llegar finalmente a la información que en el documento de la memoria se muestra y sobre la que se ha llevado a cabo todo el trabajo académico.

1. DATOS INICIALES

Los datos con los que son conocidos al iniciar los cálculos son los datos geométricos del cajón, ya que el cajón ha sido propuesto y las dimensiones son conocidas. Y por otra parte los valores de los materiales que envuelven la obra.

- Dimensiones geométricas

- Manga: 44,975m · Espesor Solera y Zap: 0,8m · Ancho celda: 3,625m
- Eslora: 26,1m · Espesor P int: 0,25m · núm. celdas: 66
- Puntal: 20m · Espesor P ext: 0,6m

- Magnitudes empíricas

- Peso específico del hormigón (γ_c): 25 KN/m³
- Peso específico del agua de mar (γ_w): 10KN/m³
- Peso específico del relleno sumergido (γ_{sum}): 10KN/m³
- Peso específico del relleno seco (γ_{seco}): 20KN/m³
- Angulo de rozamiento interno del relleno (Φ): 30°
- Coef de empuje horizontal (λ): 0,5

2. COMBINACIÓN DE ACCIONES

2.1. PESO PROPIO

Para el cálculo del peso propio del cajón, se calculó la superficie de la solera, teniendo en cuenta los acartelamientos exteriores (valores de 0.7, 0.6 y 0.5). Se calculó el volumen del cajón con el puntal. Luego se calculó el volumen de una celda y se descontó al volumen calculado la totalidad de celdas con las que se cuenta, teniendo en cuenta los acartelamientos interiores.

$$\begin{aligned} \text{Superficie solera} = & \left((44,975 - 0,7 \times 2) \times 26,1 + \left((1,5 \times 0,7 + 0,7 \times \frac{0,6}{2}) \times 4 \right) \right. \\ & \left. + ((0,5 \times 0,7 + 0,7 \times 0,7) \times 2) \right) = 1144,028 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Volumen} = \text{Puntal} \times \text{Sup solera} - \text{volumen libre sobre zapatas} = 20 \times 1144,028 - 1799 = 21081,56 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen celdas} = & \text{area de una celda} \times \text{altura} \times \text{num celdas} \\ = & ((3,625 \times 3,625 - 0,25 \times 0,5 \times 2) \times (20 - 0,8)) \times 66 = 16335 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Volumen neto del cajón} = \text{Volumen} - \text{Volumen celdas} = 21081,56 - 16335 = 6545,55 \text{ m}^3$$

$$\text{PP cajón} = \text{Volumen neto} \times \gamma_c = 6545,55 \times 25 = 163638,8 \text{ kN}$$

$$\text{PP solera} = \text{Superficie solera} \times \text{Espesor solera} \times \gamma_c = 1144,028 \times 0,8 \times 25 = 22880,55 \text{ kN}$$

$$\text{PP paredes} = \text{PP cajón} - \text{PP solera} = 163638,8 - 22880,55 = 140758,2 \text{ kN}$$

La acción del peso propio está considerada como una acción uniformemente repartida en la base de la solera, por tanto, se ha dividido el peso propio por el área de la solera para conocer el valor de la acción actuante:

$$\text{PP} = \frac{\text{PP cajón}}{\text{Sup solera}} = \frac{163638,8}{1144,028} = 143,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2. EMPUJE DE ARQUÍMEDES

El empuje de Arquímedes se considera como la fuerza ascensional producto del volumen de agua desplazada por el peso específico del agua. Este empuje, por tanto, varía en función del calado del cajón. Como se comenta en el apartado 3.1, a lo largo de las fases del cajón este varía su calado en diferentes

ocasiones, por tanto, será preciso calcular el empuje de Arquímedes en esas fases críticas:

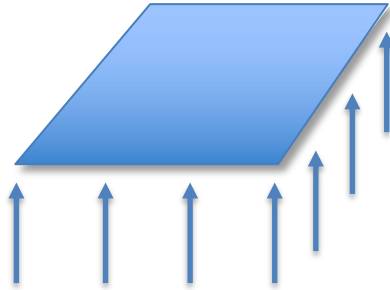


Figura 59. Esquema de empuje ascendente bajo de solera (Fuente: Elaboración propia)

Fase de flotación

En la fase de flotación el cajón se encuentra sumergido 12,673 metros. Con las celdas rellenas a una altura de 2,15 metros.

$$V_{sum} = 14500 \text{ m}^3 \rightarrow P_{arq} = V_{sum} \times \gamma_w = 146455 \text{ kN}$$

Fase de relleno

Durante la fase de relleno de celdas el cajón se encuentra sumergido unos 18 metros. Con las celdas rellenas a una altura de 8 metros.

$$V_{sum} = 20592 \text{ m}^3 \rightarrow P_{arq} = V_{sum} \times \gamma_w = 207984 \text{ kN}$$

Fase de servicio

Durante la fase de servicio de celdas el cajón se encuentra sumergido unos 17,2 metros. Con las celdas rellenas unos 19,2 metros.

$$V_{sum} = 19677 \text{ m}^3 \rightarrow P_{arq} = V_{sum} \times \gamma_w = 198740 \text{ kN}$$

2.3. EMPUJE HIDROSTÁTICO

El empuje hidrostático se corresponde con la fuerza producida por el agua sobre las paredes del cajón. Esta fuerza se encuentra repartida a lo largo de toda la pared con una ley de presiones triangular o en algunos casos trapecial. Este tipo de presiones dependerá de la existencia de agua al otro lado de la pared.

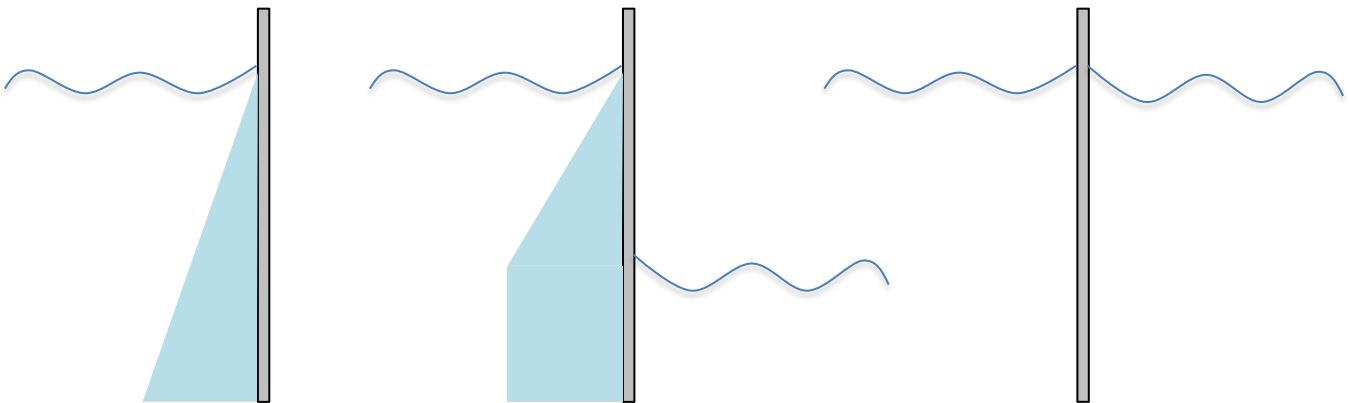


Figura 60. Ley de presiones sobre la pared según la situación (Fuente: Elaboración propia)

A la hora de realizar el cálculo, se tomará la presión máxima sobre la pared y a la hora de realizar el análisis se supondrá que el empuje hidrostático actúa sobre la pared como una fuerza uniformemente repartida en toda la superficie, con un valor E_a . De esta manera, nos estaremos quedando del lado de la seguridad.

A la hora de calcular el empuje sobre las paredes se va a tener en cuenta la distribución de presiones triangular que actúa sobre la pared y la distribución uniformemente repartida. Por último, se dividirá sobre la longitud de empuje del agua para poder trasladarlo al programa SAP como una distribución uniforme de presiones.

Fase de flotación

En la fase de flotación, el cajón se encuentra sumergido 12,673 metros. Con las celdas rellenas a una altura de 2,15 metros.

$$E_a = \frac{h \times \gamma_w}{2} \times h + (h \times \gamma_w) \times h_{rell} / h_{empuje} = \frac{9,72 \times 10,1}{2} \times 9,72 + (9,72 \times 10,1) \times 2,15 / 12,673 = 53,8 \frac{kN}{m^2}$$

Fase de fondeo

En la fase de fondeo, el cajón se encuentra sumergido 18 metros. Con las celdas rellenas a una altura de 8 metros.

$$E_a = \frac{9,2 \times 10,1}{2} \times 9,2 + (9,2 \times 10,1) \times 8 / 18 = 67,40 \frac{kN}{m^2}$$

Fase de servicio

Durante la fase de servicio se prevé que las celdas se encuentren rellenas de agua y material de relleno, por tanto, las paredes exteriores se encuentran sometidas al empuje desde el interior de las celdas ya que se encuentran rellenas por encima del nivel del mar.

$$E_a = \frac{2 \times 10,1}{2} \times 2 + (2 \times 10,1) \times 17,2 / 19,2 = 67,40 \frac{kN}{m^2}$$

2.4. EFECTO SILO

Durante las fases de relleno de celdas y de servicio el valor del empuje debido por el efecto silo se corresponde con el mismo. Debido a que las celdas se encuentran rellenas hasta el enrase durante las dos etapas de la vida del cajón. Este efecto, como ya se comenta en el apartado correspondiente, consta de dos acciones, la vertical y la horizontal.

Z Punto de evaluación = 19,2m

λ Coeficiente de empuje horizontal = 0.5

γ' Peso específico sumergido del material de relleno = 10kN/m³

δ Ángulo de rozamiento terreno-estructura = 30°

A Área de una celda = 12,98m²

u Perímetro de una celda = 13,73m

q Sobrecarga = 40 kN/m²

Acciones verticales

$$Z_0 = \frac{A}{u\lambda \times tg\delta} = \frac{12,89}{13,73 \times 0,5 \times tg(30^\circ)} = 3,25 \text{ m}$$

$$p_r = \gamma'Z_0(1 - e^{-z/z_0}) + qe^{-z/z_0} = 10 \times 3,25 \left(1 - e^{\left(-\frac{19,2}{3,25}\right)}\right) + 40 \times e^{\left(-\frac{19,2}{3,25}\right)} = 32,53 \frac{kN}{m^2}$$

$$\begin{aligned} p_r' &= \lambda\gamma'Z_0(1 - e^{-z/z_0})tg\delta + \lambda qe^{-z/z_0} tg\delta \\ &= 0,5 \times 10 \times 3,25 \left(1 - e^{\frac{19,2}{3,25}}\right) \times tg30^\circ + 0,5 \times 40 \times e^{\frac{19,2}{3,25}} \times tg30^\circ = 10 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Estas serían las acciones verticales deducidas por el relleno de una celda. Por tanto, la carga vertical que afecta a todo el cajón sería la correspondiente al producto de los valores obtenidos, por la superficie de una celda y por todas las celdas del cajón.

$$P_{r+r'} = (32,53 + 10) \times 12,89 \times 66 = 67226,88kN$$

Acciones horizontales

$$e_r = \lambda\gamma'Z_0(1 - e^{-z/z_0}) + \lambda qe^{-z/z_0} = 0,5 \times 10 \times 3,25 \left(1 - e^{\frac{19,2}{3,25}}\right) + 0,5 \times 40 \times e^{\frac{19,2}{3,25}} = 16,26 \frac{kN}{m^2}$$

3. CÁLCULO SECCIONAL

Como se ha comentado en el apartado Para el cálculo seccional del elemento se ha recurrido al programa SAP 2000 para conocer los esfuerzos de diseño que actúan sobre las diferentes piezas del cajón a partir de las combinaciones de acciones.

Una vez son conocidos los momentos y los cortantes de diseño se ha llevado a cabo según el método directo que proporciona el Manual para conocer la

cuantía de armado necesaria en cada elemento. No obstante, se utilizó la función de diseño de SAP 2000 para confirmar que los cálculos que se estaban tomando eran correctos.

Los cálculos que se han llevado son realizados para los 4 elementos que se están estudiando: - La solera - La zapata - La pared exterior - La pared Interior. En la pared exterior, además, se estudian dos estados de carga, los obtenidos por la fase de fondeo, ya que las aguas del mar empujan la pared hacia dentro del cajón sin encontrar oposición, ya que las celdas se encuentran semivacías. Y, por otro lado, la fase de servicio donde el relleno empuja la pared hacia el exterior del cajón al encontrarse las celdas llenas en su totalidad.

Datos de partida

Resistencia de materiales (MPa)		Coeficientes de Seguridad		Recubrimientos (mm)	
fck	fyk	γ_c	γ_y	Paredes	Solera y Zapata
35	500	1,50	1,15	65	50
Canto (h) (m)			Canto útil (d) [Suponiendo Ø 20] (m)		
Pared ext	Pared int	Solera y Zap	Pared ext	Pared int	Solera y Zap
0,6	0,25	0,8	0,525	0,175	0,740

Para todos los elementos a la hora de llevar a cabo el cálculo seccional se ha tomado un ancho (b) de 1 metro para conocer la cuantía de armado que se debe disponer por metro lineal y extrapolar los resultados a la longitud completa de los elementos.

Estado Límite Último

3.1. MÉTODO DIRECTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

3.1.1. Solera

- Empotramiento

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 740 = 14677 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{235 \cdot 10^3}{14677 \times 740} = 0,0216$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0219$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0219 \times 14677 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^2} = 7,384 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Centro-luz

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 740 = 14677 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{100 \cdot 10^3}{14677 \times 740} = 0,0092$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0093$$

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0093 \times 14677 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^2} = 3,12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

3.1.2. Pared exterior

3.1.2.1. Fondeo

- Empotramiento (M11)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{180 \cdot 10^3}{10413 \times 525} = 0,0329$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0335$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0335 \times 10413 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 8,02 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz (M11)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{91 \times 10^3}{10413 \times 525} = 0,0176$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0178$$

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0178 \times 10413 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 4,14 \frac{cm^2}{m}$$

- Empotramiento (M22)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{118 \times 10^3}{10413 \times 525} = 0,0216$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0218$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0218 \times 10413 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 5,22 \frac{cm^2}{m}$$

- Centro-Luz (M22)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{34 \times 10^3}{10413 \times 525} = 0,0064$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0064$$

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0064 \times 10413 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 1,54 \frac{cm^2}{m}$$

3.1.2.2. Servicio

- Empotramiento (M11)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{120 \cdot 10^3}{10413 \times 525} = 0,0220$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0222$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0222 \times 10413 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^2} = 5,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Centro-Luz (M11)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{60 \cdot 10^3}{10413 \times 525} = 0,0116$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0117$$

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0117 \times 10413 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^2} = 2,72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Empotramiento (M22)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{76 \cdot 10^3}{10413 \times 525} = 0,0139$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0140$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0140 \times 10413 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^2} = 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Centro-Luz (M22)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 525 = 10413 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{22 \cdot 10^3}{10413 \times 525} = 0,0043$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0043$$

$$A_{s,centro-luz} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0043 \times 10413 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 0,994 \frac{cm^2}{m}$$

3.1.3. Zapata

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 740 = 14677 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{245 \times 10^3}{14677 \times 740} = 0,0226$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0228$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0228 \times 14677 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$$

3.1.4. Pared interior

- Empotramiento y Centro-Luz (M11)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 175 = 3471 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{60 \times 10^3}{14677 \times 740} = 0,0988$$

$$\frac{v}{2} = \frac{N_d}{2U_o} = \frac{275}{2 \times 3471} = 0,040$$

$$\omega^s = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) + \frac{v}{2} = 0,1438$$

$$A_s = \frac{\omega^s U_o}{f_{yd}} = \frac{0,0731 \times 3471 \times 10^3}{434,78 \times 10^2} = 11,50 \frac{cm^2}{m}$$

- Empotramiento y Centro-Luz (M22)

$$U_o = 0,85f_{cd}bd = 0,85 \times 23,33 \times 1 \times 175 = 3471 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_o d} = \frac{50 \times 10^3}{14677 \times 740} = 0,0823$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,086$$

$$A_{s,empotramiento} = \frac{\omega U_o}{f_{yd}} = \frac{0,086 \times 3471 * 10^3}{434,78 * 10^2} = 7,54 \frac{cm^2}{m}$$

3.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

Para el estado límite frente a solicitaciones de cortante, se va a calcular la resistencia a cortante que es capaz de resistir la sección por si misma sin tener que recurrir a la colocación de armadura para cortante.

En este caso, compararemos V_{rd} , que será el cortante de cálculo que tendremos actuando en las secciones comprometidas con V_{u2} , que será el cortante resistido por la sección sin armadura de cortante.

De esta manera podremos asegurarnos de que nuestra estructura es capaz de hacer frente a las solicitaciones actuantes por si misma.

3.2.1. Solera

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 f_{ck} \rho_l)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] bd$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{740}} \right) (100 \times 35 \times 0,02)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 740 = 584 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 500 \text{ kN} \leq 584 \text{ kN} = V_{u2}$$

3.2.2. Pared exterior

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 f_{ck} \rho_l)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] bd$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{525}} \right) (100 \times 35 \times 0,02)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 525 = 494 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 135 \text{ kN} \leq 494 \text{ kN} = V_{u2}$$

3.2.3. Pared interior

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 f_{ck} \rho_l)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] bd$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{175}} \right) (100 \times 35 \times 0,02)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \times 0,55 \right] \times 1000 \times 175 = 289 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 58 \text{ kN} \leq 289 \text{ kN} = V_{u2}$$

3.2.4. Solera

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 f_{ck} \rho_l)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] bd$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{740}} \right) (100 \times 35 \times 0,02)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \times 0 \right] \times 1000 \times 740 = 584 \text{ kN}$$

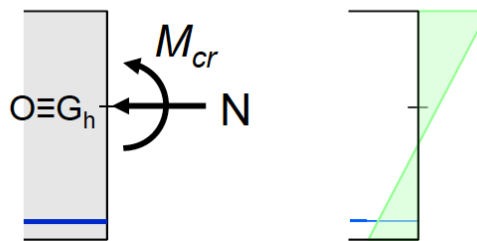
$$V_{rd} = 445 \text{ kN} \leq 584 \text{ kN} = V_{u2}$$

3.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para el estado límite de Servicio, será suficiente con llevar a cabo la comprobación del Momento de fisuración y ver si en la sección del elemento que estamos tomando es mayor que el momento actuante.

En el caso de que esto ocurra la sección no fisurará y por tanto no serán necesarias más comprobaciones de fisuración.

Momento de fisuración (M_{cr})



$$M \leq M_{cr} = \left(-f_{ctm,fl} - \frac{N}{A_h} \right) \cdot \frac{I_{Gh}}{v_{2h}}$$

Figura 61. Momento de fisuración (Fuente: Transparencias asignatura Hormigón estructural 3o GIC.ETSICCP.UPV)

3.3.1. Solera

b = 1000 mm
h = 800 mm

$$M_{cr} = \frac{(3,2) * \left(\frac{4,26 * 10^{10}}{400} \right)}{10^6} = 350 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 235 \leq 350 \text{ kNm}$$

3.3.2. Pared exterior

b = 1000 mm
h = 600 mm

$$M_{cr} = \frac{(3,2) * \left(\frac{1,8 * 10^{10}}{300}\right)}{10^6} = 196,34 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 180 \leq 196,34 \text{ kNm}$$

3.3.3. Pared interior

b = 1000 mm
h = 250 mm

$$M_{cr} = \frac{(3,2) * \left(\frac{1,30 * 10^9}{125}\right)}{10^6} = 33,28 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 60 > 33,28 \text{ kNm}$$

Método general de cálculo de la abertura de fisura

Separación media entre fisuras (s_m):

- c* recubrimiento geométrico de las armaduras = 65 mm
- s* distancia entre ejes de barras longitudinales = 200 mm
- kl* coeficiente de influencia del diagrama de tracciones = 0,125
- \emptyset Diámetro de barra traccionada = 20mm
- A_s Área de armadura situada en la cara traccionada = 15,7 cm²
- $A_{c,eff}$ Área de hormigón traccionado en contorno de la barra según:
(En nuestro caso = 132 cm²)

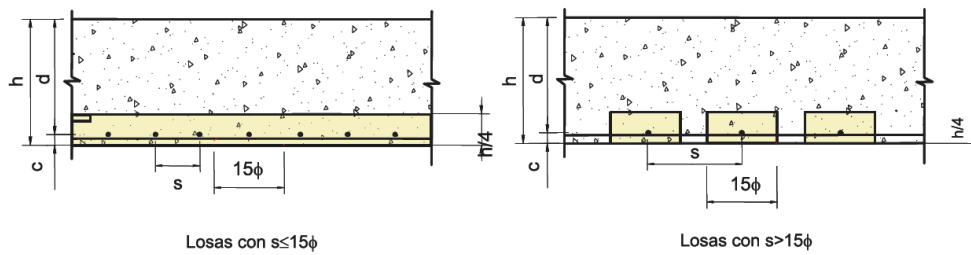


Figura 62. Área de hormigón traccionado en el contorno de la barra (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes [2])

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4kl \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$$= 2 \times 65 + 0,2 \times 200 + 0,4 \times 0,125 \times \left(\frac{20 \times 132}{15,7} \right) = 180,95 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cuas-perm}}{0,9d \times A_s} = \left(\frac{40}{0,9 \times 175 \times 15,7 \times 10^2} \right) \times 10^3 = 161,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,9 \times d \times A_s} = \frac{33,437 \times 10^6}{0,9 \times 175 \times 15,7 \times 10^2} = 135,22 \text{ MPa}$$

Deformación media del acero respecto al hormigón (ε_{sm}):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{161,76}{200000} \left[1 - 0,5 \left(\frac{135,22}{161,76} \right)^2 \right] = 0,000526 \geq 0,4 \frac{161,76}{200000} = 0,000324$$

Abertura característica de fisura (w_k):

$$w_k = 1,7 \times s_m \times \varepsilon_{sm} = 1,7 \times 180,95 \times 0,000526 = 0,1618 \text{ mm}$$

3.3.4. Zapata

b = 1000 mm

h = 800 mm

$$M_{cr} = \frac{(3,2) \times \left(\frac{4,26 \times 10^{10}}{400} \right)}{10^6} = 350 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 245 \leq 350 \text{ kNm}$$

4. CÁLCULO SECCIONAL ASOCIADOS A HORMIGONES CON FIBRAS

En el caso de los hormigones con fibras, a la hora de realizar las propuestas se partió de una Excel en la cual, una vez programadas todas las formulas se iban combinando los tipos de fibras que ofrece el fabricante y las cuantías de armadura, de esta manera se realizaron varias propuestas. Por ello, y para evitar engrosar este apartado del anejo de cálculo se van a mostrar las formulas y un ejemplo de cómo se llevaron a cabo los cálculos y los resultados que se presentan en el anejo de estudio de soluciones.

Hay que destacar que los valores que nos ofrecen los proveedores son valores de tensiones residuales medios, y por ello hay que dividir estos valores por un coeficiente de 1,4 para obtener los valores característicos.

Por otra parte, los coeficientes de seguridad, como hemos visto en el apartado correspondiente es de 1,5, al igual que en el caso del hormigón.

4.1. MOMENTO RESISTIDO ÚNICAMENTE POR FIBRAS

El momento resistido únicamente con fibras depende principalmente de las dimensiones de la sección y de las tensiones residuales que nos indica el fabricante.

$$M_u = \frac{f_{R3} \times b \times h^2}{6}$$

En el caso de la solera y con fibras "Bekaert 5D 35kg":

$$b=1\text{m}$$

$$H=0,8\text{m}$$

$$f_{R3,m}=6,2 \text{ MPa}$$

$$M_u = \frac{\left(6,2 * \frac{0,7}{1,5}\right) \times 1000 \times 800^2}{6 * 10^6} = 308,62 \text{ kNm}$$

4.2. MOMENTO RESISTIDO POR FIBRAS Y BARRAS DE ACERO

En el caso de la pared exterior y con fibras "Bekaert 4D 35kg" y suponiendo 1Ø12 cada metro:

$$\begin{array}{lllll}
 b=1\text{m} & h=0,6\text{m} & f_{R1}=5\text{ MPa} & f_{R3}=5,9\text{ MPa} & c=0,065\text{m} \\
 d=0,53\text{m} & f_{ck}=35\text{ MPa} & f_{yk}=500\text{ MPa} & f_{ctk}=2,2\text{ MPa} & A_s=1,13\text{ cm}^2
 \end{array}$$

$$f_{Ftsd} = 0,45 \times f_{R1} = 0,45 \times 5 * \left(\frac{0,7}{1,5}\right) = 1,05\text{MPa}$$

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

$$f_{Ftud} = 1,05 - 1 \left(1,05 - 0,5 \left(5,9 * \frac{0,7}{1,5} \right) + 0,2 \left(5 * \frac{0,7}{1,5} \right) \right) = 0,91\text{ MPa} \geq 0$$

$$N_{ed} = N_c(x) - f_{yd} * A_s - N_f(x)$$

$$N_c(x) = f_{cd} \times 0,8x \times b = 23,33 \times 0,8x \times 1000$$

$$N_f(x) = f_{Ftud} \times (h - 0,8x) \times b = 0,91 \times (600 - 0,8x) \times 1000$$

Suponiendo $N_{ed}=0$ y que la armadura inferior se encuentra plastificada:

$$0 = (23,33 \times 0,8x \times 1000) - (434,78 \times 1,131 * 100) - (0,91 \times (600 - 0,8x) \times 1000)$$

Se obtiene una profundidad de fibra neutra (x) de 0,0307m.

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{530}{1 + \frac{434,78}{700}} = 0,326\text{m}$$

Tomando momento en la armadura inferior se obtiene la siguiente ecuación:

$$M_{ed} = f_{cd} \times b \times 0,8x \times (d - 0,4x) - f_{Ftud} \times b \times (h - 0,8x) \times \left(\frac{(h - 0,8x)}{2} - d' \right)$$

$$M_{ed} = 23,33 \times 1000 \times 0,8(30,70) \times (530 - 0,4(30,70)) - 0,91 \times 1000 \times (600 - 0,8(30,70)) \times \left(\frac{(600 - 0,8(30,70))}{2} - 70 \right) = 182,51 \text{ KNm}$$

4.2.1. Cortante resistido con hormigón con fibras

En el caso de la pared exterior y con fibras "Bekaert 4D 35kg" y suponiendo 1Ø12 cada metro:

$$\begin{aligned} b &= 1\text{m} & h &= 0,6\text{m} & f_{R1} &= 5 \text{ MPa} & f_{R3} &= 5,9 \text{ MPa} & c &= 0,065\text{m} \\ d &= 0,53\text{m} & f_{ck} &= 35 \text{ MPa} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & f_{ctk0,05} &= 2,2 \text{ MPa} & A_s &= 1,13 \text{ cm}^2 \\ f_{Ftuk} &= 1,365 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \left[100 \rho_l \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk 0,05}} \right) f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{530}} = 1,61 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{1,13}{100 * 53} = 2,1 * 10^{-4}$$

$$V_{rd} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times 1,61 \left[100 \times 2,1 * 10^{-4} \left(1 + 7,5 \frac{1,365}{2,2} \right) 35 \right]^{\frac{1}{3}} \right] 1000 \times 530 = 165 \text{ kN}$$

No obstante, el *Model Code 2010* [1] indica que la resistencia a cortante de la sección no será nunca menor que el valor $V_{Rd,min}$:

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,61^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} = 0,42$$

$$V_{Rd,min} = (0,42) \times 1000 \times 530 = 254 \text{ kN}$$

Por tanto, como se ha comentado en el apartado correspondiente de la memoria, el cortante resistido por la sección será el máximo entre los dos valores $V_{Rd,F}$ y $V_{Rd,min}$. En este caso $V_{Rd,min}=25\text{KN}$.

DOCUMENTO N°2.2

ANEJO N°2

OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Anexo al Trabajo Fin de Grado/Máster

Relación del TFG/TFM “Aplicación del hormigón con fibras para el estudio de cajones flotantes para la ampliación de la nueva Terminal Norte del Puerto de Valencia.” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				
ODS 2. Hambre cero.				
ODS 3. Salud y bienestar.				
ODS 4. Educación de calidad.				
ODS 5. Igualdad de género.				
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.				
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.				
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.				
ODS 12. Producción y consumo responsables.				
ODS 13. Acción por el clima.				
ODS 14. Vida submarina.				
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				

Descripción de la alineación del TFG/M con los ODS con un grado de relación más alto:

El presente trabajo académico aborda la promoción de materiales alternativos que permitan mejorar la vida útil de una infraestructura portuaria que desempeñará una labor importante a la hora de la expansión de la terminal Norte del Puerto de Valencia.

La utilización de las fibras permitirá que el mantenimiento o la reducción de vida útil que provoca la corrosión de las barras de acero en el hormigón en este tipo de estructuras portuarias sea menor, ahorrando así un coste fijo en la vida de la infraestructura y creando estructuras sostenibles.

Además, por tratarse un material que se encuentra actualmente en alza, siendo cada vez mas utilizado en el sector de la construcción, apostar por la construcción de una estructura tan importante como un cajón portuario se considera una innovación dentro del sector abierta a futuras ampliaciones sobre el material.

Por último, es importante destacar, que si se genera un ahorro económico en la construcción y en el mantenimiento de esta infraestructura a la entidad promotora le supondrá un ahorro económico que podrá ser utilizado para promover otras infraestructuras que den lugar a otros puestos de trabajo a los que la sociedad podrá optar.