

Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias



Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias

1ª Edición
Junio de 2006

Edita:
Organismo Público Puertos del Estado

Coordinación y Diseño de la Publicación:
Emilio Piñeiro Díaz
Puertos del Estado

Impresión:
V.A. Impresores, S.A.

ISBN: 84-88975-55-4
Dep. Legal: M-27040-2006

Precio: 20 €

Presentación

En el marco competencial que establece la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante, merece especial mención y dedicación la encomienda realizada a Puertos del Estado de promocionar la investigación y el desarrollo tecnológico en materias vinculadas con la ingeniería portuaria. En este contexto, se publica el presente *Manual para el diseño y la ejecución de cajones de hormigón armado en obras portuarias*, fruto de la gran experiencia adquirida en nuestro país en esta técnica a lo largo de muchos años y del trabajo aportado por un cualificado grupo de profesionales.

Las primeras obras de cajones que se construyeron en España fueron el muelle de Levante del puerto de Huelva, en la ría del Odiel, que entró en servicio en 1932 con 8 metros de calado máximo; y el dique-muelle del Sagrado Corazón en Tarifa, que entró en servicio en 1945 con 10 m de calado máximo. En las décadas posteriores se extendió la técnica de fabricación de cajones a numerosas obras de atraque en los puertos de Pasajes, Avilés, Gijón, Cádiz, Cartagena...

En los años 80 se generalizó la construcción de obras de atraque de cajones aprovechando el crecimiento de los puertos comerciales del Estado para adaptarse a los nuevos tráficos, con necesidad de calados mayores que rentabilizaron el empleo de esta tipología estructural. Finalmente, su uso se extiende durante la década de los 90 a la construcción de diques verticales, llegándose en los últimos años a los 26 m de calado en los cajones del dique Reina Sofía de Las Palmas ó a los 28 m de calado en el dique de la dársena de Escombreras, en Cartagena, lo que sitúa a nuestro país entre los más avanzados –de hecho, sólo equiparable a Japón– en la construcción de cajones de hormigón armado.

El presente *Manual* desarrolla procedimientos específicos y prácticos que permitan al ingeniero portuario diseñar y construir obras de cajones de hormigón armado, enmarcando los criterios de diseño en las prescripciones de la Instrucción española EHE y en las recomendaciones del programa ROM desarrollado por Puertos del Estado.

El *Manual* ha sido posible gracias al esfuerzo conjunto de un grupo de trabajo constituido por ingenieros portuarios procedentes de diversas consultoras, constructoras, Autoridades Portuarias y Puertos del Estado, además de la Universidad Politécnica de Madrid, representantes todos ellos de la tecnología marítima y portuaria más avanzada en nuestro país, y que han sabido aportar y fusionar su conocimiento y experiencia.

Resulta, en fin, una gran satisfacción prologar este *Manual* como contribución al desarrollo tecnológico de la ingeniería marítima y portuaria española, aumentando asimismo su prestigio en el ámbito de la ingeniería internacional.

Madrid, junio de 2006

MARIANO NAVAS GUTIÉRREZ
Presidente de Puertos del Estado

Prólogo

La técnica de proyecto y construcción de cajones prefabricados de hormigón armado para obras portuarias está fuertemente implantada en España y, de hecho, se viene aplicando con éxito tanto en la construcción de obras de atraque como en diques verticales.

Sin embargo, a pesar del gran desarrollo alcanzado por este sistema constructivo, no existía un procedimiento de diseño y ejecución establecido de forma específica, por lo que Puertos del Estado acordó redactar el “Manual para Diseño y la Ejecución de Cajones de Hormigón Armado”, labor en la que han participado las siguientes personas:

Presidente del Grupo de Trabajo:

- Juan Ignacio Grau Albert (*Puertos del Estado*)

Ponentes del Manual de Cajones:

- Hugo Corres Peiretti (*Universidad Politécnica de Madrid*)
- Alejandro Pérez Caldentey (*Universidad Politécnica de Madrid*)

Grupo de Trabajo:

- Alfredo Carrasco Jiménez (*Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras*)
- Ana Lope Carvajal (*Puertos del Estado*)
- Antonio Corredor Molguero (*SATO*)
- Carlos Sanchidrián Fernández (*PROES*)
- Cristina Gallego García (*ALATEC*)
- Eduardo Arana Romero
- Eloy Pita Olalla (*Técnicas Reunidas*)
- Francisco Esteban Lefler (*FCC*)
- Gonzalo Gómez Barquín (*Puertos del Estado*)
- Guillermo Ontañón Carrera (*INTECSA-INARSA*)
- Ignacio Rodríguez Sánchez-Arévalo (*Puertos del Estado*)
- Javier Uzcanga Salas (*Autoridad Portuaria de Barcelona*)
- José Manuel González Herrero (*IBERINSA*)
- José Manuel Guinea (*ACCIONA*)
- José María Pico Hormeño (*Autoridad Portuaria de Bilbao*)
- Juan Cebrián González (*Autoridad Portuaria de Cartagena*)
- Luis Peset González (*DRAGADOS*)
- Moisés Santos Huertes (*SATO*)
- Pablo Molinero Guillén (*DRAGADOS*)
- Salvador Capella Hierro (*Autoridad Portuaria de Las Palmas*)

Coordinación del Manual con el Programa ROM:

- José Llorca Ortega (*Puertos del Estado*)

La redacción del Manual se ha desarrollado a partir del análisis metodológico de la documentación bibliográfica existente sobre temas relacionados con el diseño y construcción de cajones y de la experiencia aportada por los miembros del Grupo de Trabajo.

La finalidad perseguida es ofrecer a los usuarios de una forma sencilla, precisa y práctica todos aquellos criterios necesarios para el diseño, construcción y mantenimiento de cajones de hormigón armado, para lo que se ha realizado una aplicación específica de la EHE a este tipo de obras, tomando asimismo en consideración las recomendaciones del programa ROM.

En particular, el presente Manual analiza los tipos estructurales y dimensiones de los cajones flotantes, indica los requisitos esenciales y bases de cálculo para proyectar dichos cajones, así como los materiales a emplear. Se dedican asimismo capítulos separados para la durabilidad de estas estructuras, sus aspectos constructivos y su control y mantenimiento.

Aunque los criterios generales expuestos son de aplicación a cualquier tipología de cajones, en el Manual se han particularizado de forma específica criterios para el diseño de cajones con aligeramientos cuadrados o circulares, que son los más usuales en la práctica habitual. Para este tipo de cajones también se han desarrollado en el presente Manual procedimientos de análisis estructural, que contribuyen a entender su comportamiento, así como métodos para el armado de secciones cuya aplicación es directa y puede realizarse de forma manual, al objeto de realizar tanteos y optimizar secciones. No obstante, para el cálculo definitivo de armaduras, deben utilizarse procedimientos más precisos mediante la aplicación de programas específicos de ordenador para cálculo de estructuras.

Índice General

Presentación	5
Prólogo	7
I INTRODUCCIÓN	13
2 TIPOS ESTRUCTURALES	14
3 DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES.....	17
3.1. Anchura del cajón	17
3.2. Longitud del cajón.....	17
3.3. Altura del cajón.....	17
4 ASPECTOS DE PROYECTO	18
4.1. Requisitos esenciales	18
4.1.1. Introducción	18
4.1.2. Vida útil	18
4.2. Situaciones de proyecto.....	19
4.3. Bases de cálculo	19
5 ACCIONES	20
5.1. Clasificación de las acciones	20
5.2. Acciones a considerar en el proyecto de cajones portuarios de hormigón estructural – Hipótesis de carga	20
5.2.1. Cargas permanentes (G)	20
5.2.2. Cargas permanentes de valor no constante (G^*)	22
5.2.3. Cargas variables (Q)	23
5.2.3. Acciones climáticas	23
5.2.4. Acciones extraordinarias	24
5.2.5. Acciones extraordinarias (A)	24
5.3. Valores característicos de las acciones	25
5.4. Otros valores representativos de las acciones	26
5.5. Valores de cálculo de las acciones.	27
5.5.1. Estados Límite Últimos	27
5.5.2. Estados Límite de servicio	27
5.6. Combinación de acciones	28
5.6.1. Estados Límite Últimos	28
5.6.2. Estados Límite de Servicio	44
6 MATERIALES	48
6.1. Materiales	48
6.1.1. Valores característicos	49
6.1.2. Valores de cálculo	49

7	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	49
7.1.	Cajones para muelles	49
7.1.1.	Fustes del cajón (paredes interiores y exteriores)	49
7.1.2.	Solera	51
7.1.3.	Zapatas	52
7.2.	Cajones para diques	52
7.2.1.	Fuste del cajón (paredes exteriores e interiores)	52
7.2.2.	Solera	53
7.2.3.	Zapatas	53
8	DURABILIDAD	53
8.1.	Generalidades	53
8.1.1.	Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto	54
8.1.2.	Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución	54
8.2.	Estrategia para la durabilidad	54
8.2.1.	Prescripciones generales	54
8.2.2.	Prescripciones relativas a la calidad del hormigón	54
8.2.3.	Recubrimientos	55
8.2.4.	Separadores	55
8.3.	Durabilidad del hormigón	56
8.4.	Corrosión de las armaduras.....	57
8.5.	Medidas especiales de protección	57
9	CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES	57
9.1.	Estados límite últimos	57
9.1.1.	Estado límite de Equilibrio	57
9.1.2.	Estado límite de Estabilidad en Flotación	58
9.1.3.	Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales	60
9.1.4.	Estado límite de agotamiento frente a cortante	64
9.2.	Estados límite de servicio	66
9.2.1.	Estado límite de fisuración	66
10	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	69
10.1.	Introducción	69
10.2.	Encofrados deslizantes	71
10.3.	Hormigón	73
10.3.1.	Dosificación del hormigón	73
10.3.2.	Fabricación y transporte	73
10.4.	Armaduras	75
11	CONTROL	75
11.1.	Principios generales	75
11.2.	Control de materiales.....	76
11.2.1.	Control de los componentes del hormigón	76

11.2.2.	Control de la calidad del hormigón	76
11.2.3.	Control de la consistencia del hormigón	76
11.2.4.	Control de la resistencia del hormigón.....	77
11.2.5.	Control de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón.....	77
11.2.6.	Ensayos previos del hormigón	80
11.2.7.	Ensayos característicos del hormigón	80
11.2.8.	Ensayos de control del hormigón.....	80
11.2.9.	Control de la calidad del acero.....	84
11.3.	Control de la ejecución.....	84
11.3.1.	Generalidades.....	84
11.3.2.	Tolerancias de ejecución.....	86
12	MANTENIMIENTO	86
12.1.	Principios generales	86
12.2.	Inventario	86
12.3.	Inspecciones	87
12.4.	Intervenciones de mantenimiento	87
13	BIBLIOGRAFÍA.....	87
ANEXO I.	DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS EN EL PLANO HORIZONTAL PARA CAJONES CON CELDAS CUADRADAS	88
1	INTRODUCCIÓN.....	88
2	ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES DURANTE FLOTACIÓN Y FONDEO	88
3	ESFUERZOS EN PAREDES INTERIORES EN OPERACIÓN DE RELLENO DE CELDAS	90
3.1.	Estado límite último.....	90
4	MUELLE EN SERVICIO	92
4.1.	Estado límite último	92
4.2.	Estado límite de Servicio	94
ANEXO II.	DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN EL PLANO HORIZONTAL EN EL CASO DE CAJONES CON CELDAS CIRCULARES	95
1	EMPUJE HIDROSTÁTICO DE 100 KN/M	95
2	EMPUJE DESEQUILIBRADO DE 100 KN/M.....	97
3	RELLENO DE UNA CELDA. CARGA DE 100 KN/M.....	103
ANEXO III.	NOTACIÓN	105

I. INTRODUCCIÓN

Campo de aplicación

El campo de aplicación de este Manual está limitado al cálculo de la estructura de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias principalmente obras de atraque, diques verticales, cajeros en diques secos, etc, de menos de 70 metros de eslora con aligeramientos rectangulares o circulares de menos de 7.00 metros de luz o diámetro. En este Manual no se abordan cálculos geotécnicos que se harán de acuerdo con lo indicado en la ROM 0.5[7].

Los criterios incluidos en este documento tienen el rango de recomendaciones. El proyectista podrá adoptar otros criterios, en la medida en que éstos queden adecuadamente justificados.

Unidades y convención de signos

En este documento se utilizan las siguientes unidades, acordes con el Sistema Internacional de Medidas (S.I.):

- Longitudes: metros.
- Fuerzas: kN.
- Momentos: kNm.
- Tensiones: kN/m^2 y $\text{MPa}=\text{N/mm}^2$.
- Densidad: kN/m^3 .

El criterio de signos adoptado es el siguiente:

- Los axiles positivos son de tracción, los axiles negativos son de compresión.
- Las cargas verticales son positivas si están dirigidas hacia abajo.

Documentos de proyecto

El proyecto de un cajón forma parte normalmente de una obra portuaria de mayor alcance (muelle, diques, etc) y como tal, constará de los siguientes documentos:

- Una memoria en la que se describa el objeto de las obras, recoja los antecedentes y situación previa a las mismas, las necesidades a satisfacer y la justificación de la solución adoptada, detallándose los factores de todo orden a tener en cuenta.
- Un anejo de cálculo justificativo del diseño propuesto en cuanto a formas y armaduras dispuestas.
- Planos de conjunto y detalle necesarios para que la obra quede perfectamente definida, así como los que delimiten la ocupación de terrenos y la restitución de servidumbres y demás derechos reales, en su caso, y servicios afectados por su ejecución.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares donde se hará la descripción de las obras y se regulará los materiales, su ejecución con expresión de la forma en que ésta se llevará a cabo, de la medición de las unidades ejecutadas y el control de calidad y de las obligaciones de orden técnico que correspondan la contratista.
- Un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que la obra se va a emplazar.
- Un presupuesto con expresión de los precios unitarios y de los descompuestos en su caso, estado de mediciones y los detalles necesarios para su valoración.
- Un programa de desarrollo de los trabajos o plan de obra de carácter indicativo con previsión de tiempo y coste.
- Demás documentos necesarios por normas de carácter legal o reglamentario.

2. TIPOS ESTRUCTURALES

Un cajón está constituido por los siguientes elementos:

- ◆ **Solera:** Losa maciza de hormigón normalmente de planta rectangular.
- ◆ **Fuste:** Prisma recto con aligeramientos en toda su altura. En planta la longitud del fuste suele coincidir con la de la solera.
- ◆ **Zapatas:** Zonas voladas de la solera con respecto al fuste.

Los aligeramientos en el fuste hacen que el sólido resultante tenga una densidad inferior a la del agua y sea susceptible de flotar.

Básicamente se han utilizado aligeramientos rectangulares, cuadrados o circulares, éstos últimos con centros en los vértices de una malla de triángulos equiláteros.

En la figura 2.1 puede verse un cajón con aligeramientos rectangulares y la terminología más usual para diferenciar sus partes. Sus principales características dimensionales son las que se indican a continuación:

- ◆ Espesor de la solera: 0,40 – 1,00 m
- ◆ Vuelo de las zapatas: 0,50 – 1,50 m
- ◆ Espesor de las zapatas: normalmente se mantiene al mismo espesor que en la solera.
- ◆ Separación entre paredes interiores: 3,50 – 4,50 m
- ◆ Espesor de las paredes exteriores: 0,40 – 0,60 m
- ◆ Espesor de las paredes interiores: 0,20 – 0,30 m

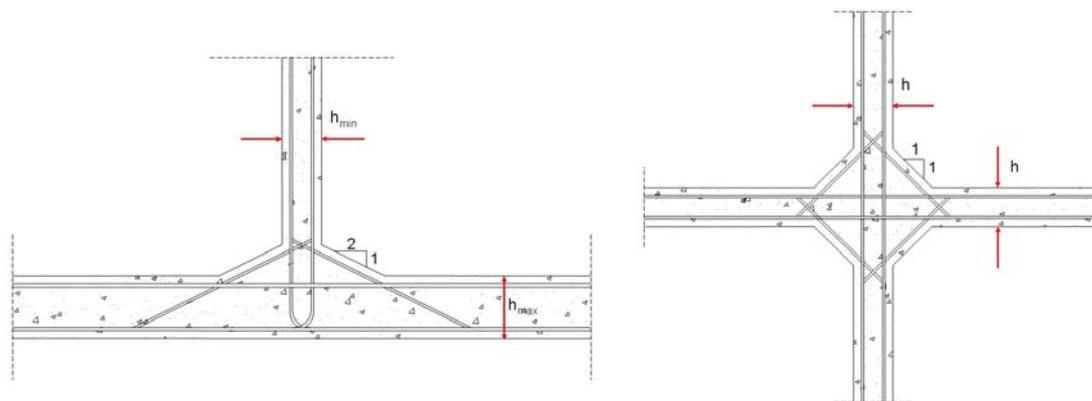


Figura 2.2 Geometría usual de las cartelas

En la unión de las paredes exteriores con las interiores se utilizan acartelamientos con relación base/altura comprendida entre $1:1$ y $2:1$ (ver figura 2.2). La altura suele variar entre 0,20 – 0,25m. En la unión de las paredes interiores también se disponen chaflanes con relación base/altura $1:1$ y altura variable entre 0,20 – 0,25m

En la fig. 2.3 puede verse un cajón con aligeramientos circulares y la terminología más usual para diferenciar sus partes.

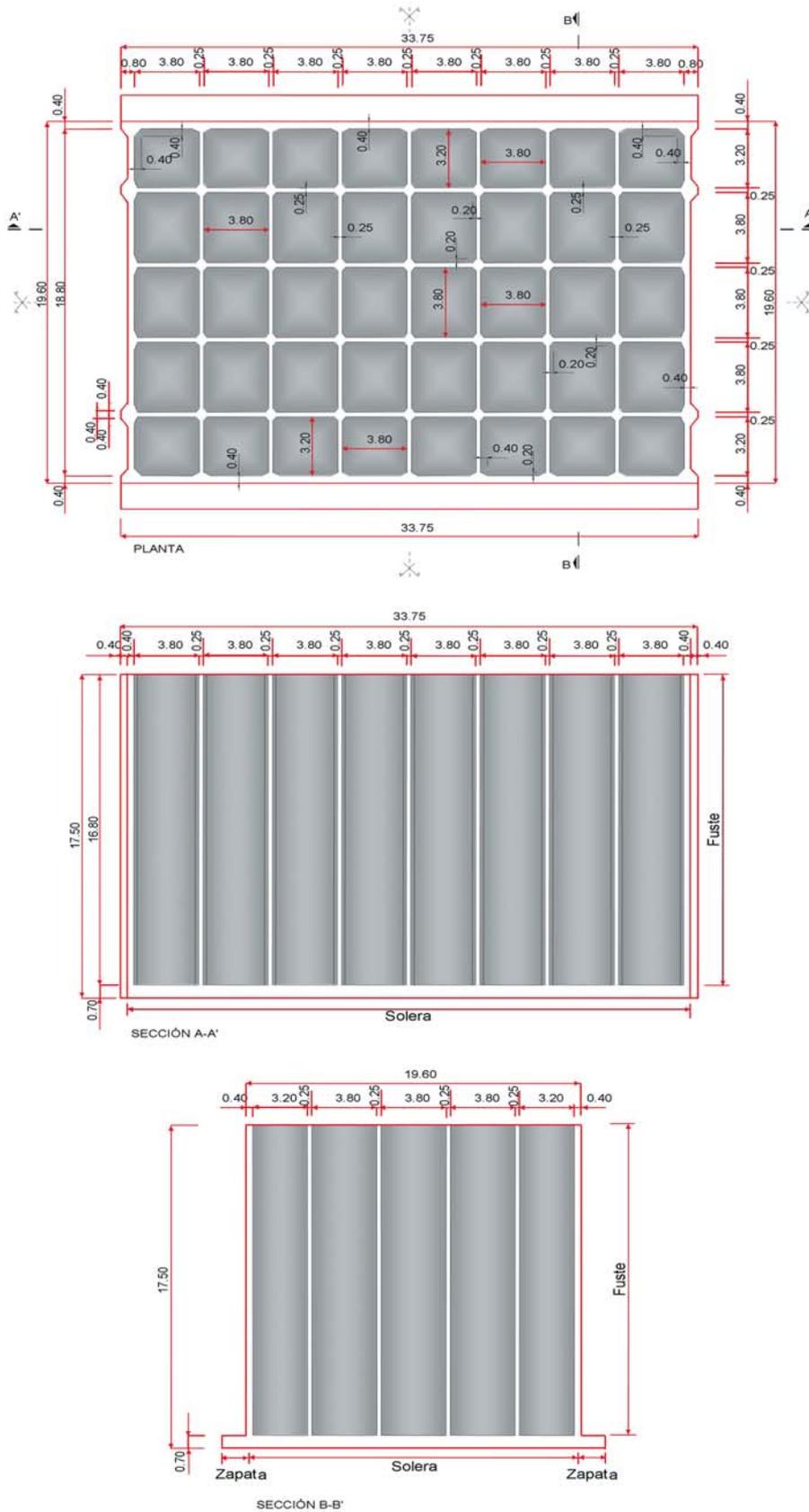


Figura 2.1 Ejemplo de cajón con aligeramientos cuadrados

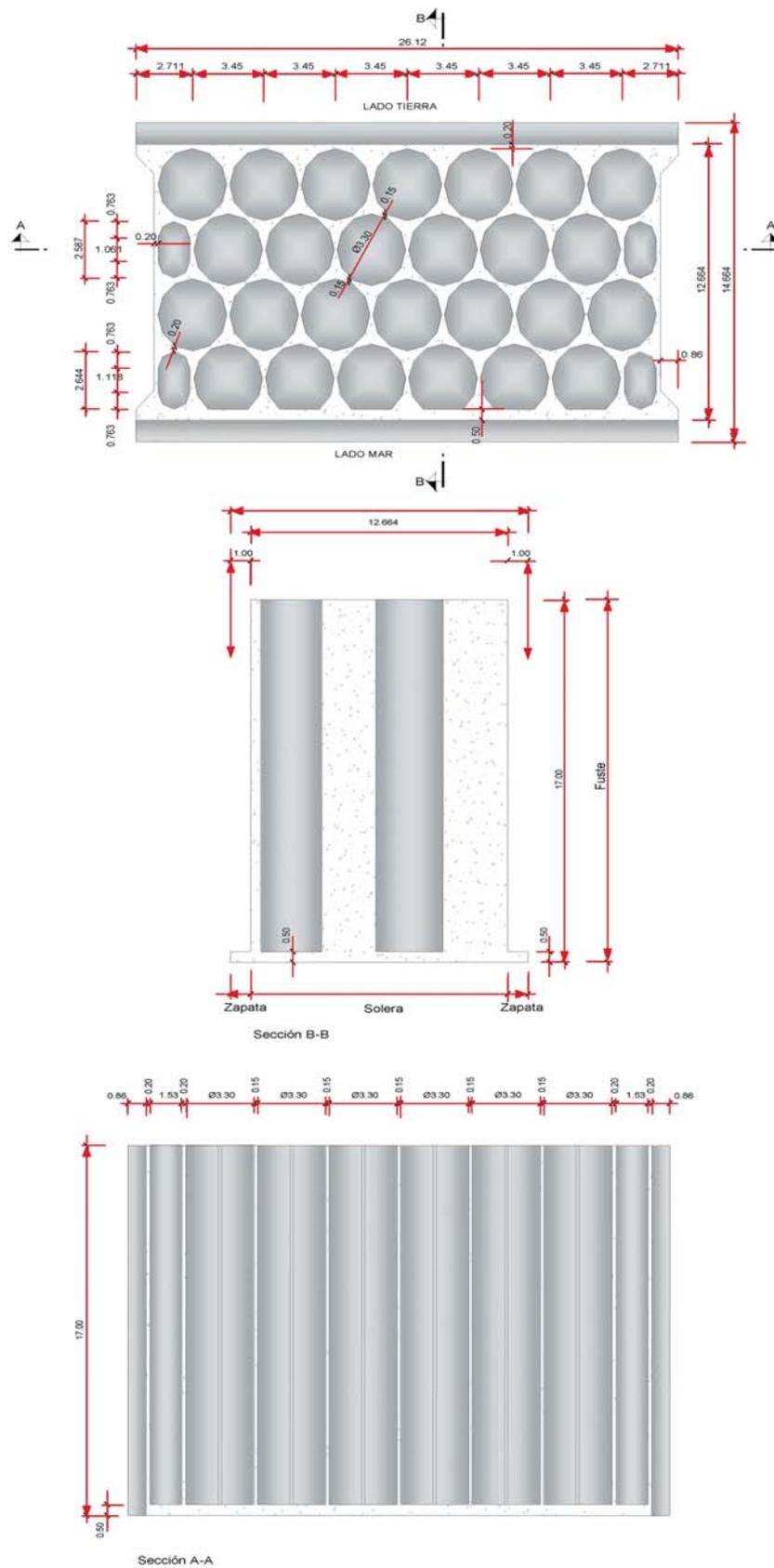


Figura 2.3 Ejemplo de cajón con aligeramientos circulares

Sus principales características dimensionales del cajón con aligeramientos circulares son las que se indican a continuación:

- ◆ Espesor de la solera: 0,40 – 1,00 m.
- ◆ Vuelo de la zapata: 0,50 – 1,50 m.
- ◆ Espesor de las zapatas: normalmente se mantiene al mismo espesor que en la solera.
- ◆ Diámetro de los aligeramientos circulares: 2,50 – 3,80 m.
- ◆ Espesor mínimo de hormigón entre aligeramientos: 0,15 m.
- ◆ Espesor mínimo de hormigón en las caras exteriores excepto en lado mar: 0,20 m.
- ◆ Espesor mínimo de hormigón en la cara exterior lado mar: 0,40 – 0,60 m.

No hay diferencias importantes en cuanto al comportamiento entre un cajón con aligeramientos cuadrados o circulares.

El cajón con aligeramientos cuadrados es menos masivo que el cajón con aligeramientos circulares por tanto, para una misma geometría externa, tiene menor calado. Por el contrario es una estructura donde los esfuerzos de flexión durante su vida útil son más importantes.

3. DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES

3.1. Anchura o manga del cajón

La anchura del cajón viene fundamentalmente determinada por las condiciones resistentes exigibles a la estructura, normalmente el muelle o dique en que se van a utilizar los cajones. Esta comprobación suele hacerse por metro lineal de estructura y es independiente de la longitud del cajón. En otros casos la anchura del cajón puede fijarse por condiciones de estabilidad naval, calado máximo admisible, o condicionantes de explotación.

3.2. Longitud o eslora del cajón

La longitud del cajón depende de los siguientes factores:

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

En general no es usual hacer cajones de menos de 25 metros de longitud.

3.3. Altura del cajón

La altura del cajón depende de los siguientes factores:

- ◆ Capacidad del dique flotante o instalación para la fabricación de los 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 en la zona de transporte.

Cota de coronación para permitir unas condiciones de trabajo aceptables tanto en el relleno de sus celdas como en la construcción de la superestructura o espaldón en el caso de dique. A este respecto hay que tener en cuenta los posibles asientos del cajón que pueden ser importantes cuando la banqueta de asiento es de varios metros de espesor. También es importante, en el caso de diques y estructuras expuestas, el oleaje existente en la zona de ubicación de las obras. En aguas abrigadas, se recomiendan las siguientes cotas mínimas de coronación:

- ◆ Mediterráneo: 1 metro sobre el nivel medio del mar.
- ◆ Cantábrico y Atlántico, salvo Canarias: 3-3,50 metros sobre la Bajamar Máxima Viva Equinoccial (B.M.V.E.).
- ◆ Canarias: 2-2,50 metros sobre la Bajamar Máxima Viva Equinoccial (B.M.V.E.).

Sin perjuicio de los valores mínimos anteriores, siempre que sea posible, los cajones se coronarán por encima de la pleamar, teniendo en cuenta los posibles asientos. La cota de coronación, en cualquier caso, deberá fijarse teniendo en cuenta la superestructura que debe llevar el atraque con el fin de que, tanto la cota de coronación del cajón como la superestructura, sean compatibles.

Para fijar la cota de coronación en aguas parcialmente o no abrigadas, además deberá tenerse en cuenta el régimen medio de oleaje en la zona de ubicación del dique, así como la operatividad admisible durante la fase de construcción asociada a condiciones de trabajo aceptables.

En cualquier caso los cajones en aguas parcialmente o no abrigadas deberán coronarse a mayor cota. Además como precaución adicional, las celdas de los cajones situados en zonas parcialmente o no abrigadas, una vez rellenas, deberán sellarse con una losa de hormigón a modelo de tapón para evitar que, en caso de temporales con rebases importantes, se induzcan sobre las paredes interiores de los cajones esfuerzos no previstos en el diseño.

4. ASPECTOS DE PROYECTO

4.1. Requisitos esenciales

4.1.1. Introducción

Los cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias deberán proyectarse y construirse para que sean capaces de soportar todas las acciones que los puedan solicitar con un nivel de seguridad aceptable, tanto durante la construcción como durante su vida útil, así como la agresividad del ambiente.

Adicionalmente estas estructuras deben proyectarse de tal forma que frente a acciones extraordinarias o accidentales, tales como un sismo, no se produzcan daños desproporcionados en relación a la causa que los ha originado.

Los requisitos anteriores pueden sintetizarse en los siguientes principios:

- ◆ Resistencia mecánica.
- ◆ Estabilidad.
- ◆ Seguridad de uso.

4.1.2. Vida útil

Como vida útil de los cajones portuarios, para diques o muelles, se considerará como mínimo los valores consignados en la ROM 0.0.[4] en función del índice de repercusión económica de la obra marítima (IRE), siempre y cuando no se trate de obras provisionales. Oscilará entre 50 años para obras de IRE alto y 15 años para obras de IRE bajo. Con carácter general, en este documento a los efectos del estado límite de servicio de pérdida de durabilidad de la estructura se considera que ésta es durable durante un periodo de servicio de 50 años, siempre que se cumplan las recomendaciones incluidas en el mismo referentes a la resistencia del hormigón, su dosificación y los recubrimientos establecidos en él.

En los casos en los que la propiedad especifique un valor de la vida útil mayor de 50 años deberán tomarse medidas adicionales para garantizar una durabilidad acorde con la vida útil establecida.

4.2. Situaciones de proyecto

Se denomina estado o situación de proyecto una simplificación de la realidad válida durante un cierto intervalo de tiempo durante el cual los procesos que provocan la variabilidad de los factores de proyecto y la respuesta estructural o funcional de la obra pueden suponerse estacionarios estadísticamente. Las situaciones de proyecto a considerar para el diseño de cajones portuarios de hormigón estructural son las siguientes:

- ◆ Situaciones persistentes que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura y que se pueden producir durante la vida útil o de servicio de la misma, en las que, entre otros factores, la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales y las características del terreno mantienen su carácter estacionario durante periodos de larga duración.
- ◆ Situaciones transitorias que corresponden a aquéllas que se pueden producir durante periodos de corta duración respecto a la vida útil de la estructura ya sea, entre otros, por causa de la geometría de la estructura (fase de construcción), por las características del terreno (fase de consolidación o comportamiento del mismo) o por las acciones actuantes (cargas de uso y explotación diferentes en las fases de reparación o mantenimiento).
- ◆ Situaciones excepcionales que corresponden a aquéllas en las cuales algún factor de proyecto se manifiesta de una forma inesperada, accidental o extraordinaria y con una duración de actuación muy corta (por ejemplo el efecto de un sismo).

4.3. Bases de cálculo

El Método de los estados límite

Se definen como estados límite, aquellas situaciones que si son superadas, se considera que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que fue proyectada.

Los estados límite se clasifican generalmente en dos tipos:

- ◆ Estados límite últimos. Los estados límite últimos de aplicación en el caso de cajones portuarios son:
 - ▶ Estado límite de equilibrio.
 - ▶ Estado límite de estabilidad en flotación.
 - ▶ Estado límite de agotamiento por tensiones normales.
 - ▶ Estado límite de agotamiento frente a esfuerzo cortante.
- ◆ Estados límite de servicio. En cajones flotantes, generalmente sólo es relevante la verificación frente al Estado Límite de Fisuración.

Las estructuras de los cajones portuarios deben dimensionarse de tal forma que no se supere ninguno de los estados límite definidos anteriormente, considerando los valores de cálculo de las acciones, de la resistencia de los materiales, y de las dimensiones geométricas de la estructura.

El procedimiento de comprobación para un cierto estado límite consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o parte de ella, y, por otra, la respuesta de la estructura a estas acciones. El estado límite quedará garantizado si se verifica, con una fiabilidad aceptable, que la respuesta estructural no es inferior al efecto de las acciones aplicadas. En este sentido, de acuerdo con lo previsto en las normas nacionales y europeas para el proyecto y construcción de obras de hormigón, para la verificación de la seguridad y la funcionalidad de los modos de fallo adscritos a los estados límite últimos y de servicio analizados en este manual que son de aplicación en el caso de cajones portuarios se considerarán probabilidades de fallo del orden de 10^{-4} para estados límite últimos y de 10^{-2} para estados límite de servicio, independientemente del carácter general de la obra. Lo que significa que, salvo para obras con un índice de repercusión social y ambiental muy alto ($ISA \geq 30$) (Ver ROM 0.0)[4], los modos de fallo asociados a la verificación de los cajones portuarios con este nivel de fiabilidad

podrán no ser considerados como modos de fallo principales y, por tanto, despreciarse su contribución en el cálculo de la probabilidad global de fallo de la obra de la que forman parte. En este manual esta comprobación se realiza en cálculos de nivel I por el método de los coeficientes parciales, debiendo considerarse los valores de cálculo de las acciones combinadas de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 5 y las dimensiones geométricas nominales definidas en planos. El análisis estructural podrá hacerse conforme a los criterios establecidos en el apartado 7.

Para la determinación de la respuesta estructural, deben considerarse los criterios definidos en el apartado 9, teniendo en cuenta los valores de cálculo de los materiales.

5. ACCIONES

5.1. Clasificación de las acciones

Las acciones se clasifican 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): A los efectos de las situaciones de proyecto consideradas en este manual, en este tipo se encuentra el peso propio del cajón, el empuje hidrostático y el peso de las tierras.
- ◆ Acciones permanentes de valor no constante (G^*). En este tipo se encuentra el empuje de las tierras o la retracción.
- ◆ Acciones variables (Q) (sobrecargas de uso, sobrecargas de oleaje, temperatura, etc.).
- ◆ Acciones Extraordinarias (A)

Adicionalmente, las acciones pueden clasificarse según su naturaleza en:

- ◆ Acciones directas. Son aquellas que se aplican directamente sobre la estructura, como, por ejemplo, el peso propio, el oleaje, los empujes de agua o los empujes de tierra. Este tipo de acciones debe considerarse tanto en Estado Límite Último como en Estado Límite de Servicio.
- ◆ Acciones indirectas. Son deformaciones impuestas o aceleraciones capaces de dar lugar, de forma indirecta a fuerzas, como, por ejemplo, la retracción, la variación de temperatura y las acciones sísmicas.

5.2. Acciones a considerar en el proyecto de cajones portuarios de hormigón estructural – Hipótesis de carga

5.2.1. Cargas permanentes (G)

Peso propio

El peso propio se calculará a partir de las dimensiones geométricas definidas en planos. Como peso específico del hormigón armado se adoptará un valor de 24 a 25 kN/m³. Este valor podrá, no obstante ser mayor cuando se utilice un hormigón fabricado con árido basáltico.

En el cálculo de cajones, esta acción se reduce al peso propio del cajón (P_0). En este manual para el peso propio se considera el peso específico seco. El efecto del empuje de Arquímedes y las subpresiones que afecta a la parte sumergida del cajón se tiene en cuenta como una acción independiente.

Esta acción puede, a su vez dividirse en dos: P_{0c} , que corresponde al peso propio de la base del cajón (soleira y zapatas) y P_{0p} , que corresponde al peso propio de las paredes del cajón. En fase de servicio se considerará incluida en la acción P_0 la parte correspondiente a la superestructura, que, realmente corresponde a una carga muerta.

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, que se denomina P_a , se considerará como una presión uniforme aplicada en la superficie correspondiente a la base de la estructura. Para la determinación de P_a se considerará 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 del mismo origen.

Carga muerta

Además de las cargas anteriores se tratará como una acción permanente el peso propio de la superestructura y de las tierras que se coloque sobre el cajón. Como se indica más arriba esta acción se considerará incluida en P_0 en fase de servicio.

Empuje hidrostático

Los empujes de agua se calcularán a partir del peso específico del agua que se tomará igual a $10,1 \text{ kN/m}^3$. La presión producida por el agua a una profundidad h vendrá dada por la expresión 5.2.1.1:

$$e_a = \gamma_w Z \quad 5.2.1.1$$

z es la altura del nivel piezométrico en el punto de determinación del empuje. Para la determinación de z , se tendrá en cuenta lo especificado al respecto en las tablas 3.3.1 y 3.4.1 de la ROM 0.5[7].

En el cálculo de cajones, el empuje de agua (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.

Adicionalmente, deberá considerarse el peso del agua contenida en las celdas del cajón, P_l y el peso del agua que gravita sobre las zapatas P_{lz} .

Peso de las tierras

El peso de las tierras que gravita sobre la zapata del lado tierra, P_t , se considera como una acción permanente. Su valor se calculará con la densidad sumergida del terreno hasta el nivel correspondiente del mar. La presión de la columna de agua que gravita sobre la zapata se tendrá en cuenta independientemente a través de P_{lz} .

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

En la evaluación de la presión vertical debida a las tierras del relleno de las celdas se tendrá en cuenta el llamado efecto *siló*. Este efecto es responsable de la generación de una compresión de importancia estructural en las paredes de las celdas, cuyo efecto favorable se recomienda tener en cuenta.

Por el efecto del rozamiento entre tierras y muro, solamente una parte del peso de las tierras se transmitirá de forma repartida por el fondo. A esta parte se le denomina, en términos de presión, p_r , mientras que el resto del peso, que se denomina, también en términos de presión, p'_r , se transmitirá por el fuste, según se indica más arriba.

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

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

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

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

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.
- p'_r Presión vertical de rozamiento 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 **(I)**. En caso de utilizarse material granular, se recomienda adoptar 10 kN/m^3 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 rellenos 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 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.

Para más detalles en la determinación de esta acción ver el apartado 3.7 de la ROM 0.5.[7].

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 llamado *efecto silo*. Este efecto limita el crecimiento de la tensión debida al empuje de tierras con la profundidad.

En este caso el empuje de tierras podrá calcularse a partir de las expresiones 5.2.2.1.

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

$$Z_0 = \frac{A}{u \lambda \times \operatorname{tg} \delta} \quad 5.2.2.1$$

(I) Es habitual considerar que todo el relleno de las celdas está sumergido. En el caso de no ser así, deberá ajustarse el método de cálculo aquí desarrollado.

En las expresiones 5.2.2.1, las variables tienen el significado siguiente:

- 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.
- p'_r Presión vertical de rozamiento 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 **(2)**. En caso de utilizarse material granular, se recomienda adoptar 10 kN/m^3 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 rellenos arenosos.
- A Área de una celda.
- u perímetro de una celda.
- q sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas.

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

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

Para más detalles en la determinación de esta acción ver el apartado 3.7 de la ROM 0.5.[7]

Acciones debidas al empuje de tierras en trasdos de muro

En el caso de muelles en servicio o diques trasdosados debe considerarse el empuje de tierras sobre el trasdós del cajón. La determinación de los empujes de tierras se hará de acuerdo con el apartado 3.7 de la ROM 0.5.[7]

El empuje de tierras en el trasdós del muelle o del dique (diques trasdosados) dará lugar a las siguientes hipótesis de carga:

- ◆ E_t : Empuje de tierras en trasdós del muro en fase de servicio.

Retracción

Para los cajones portuarios, que son estructuras que fundamentalmente se encuentran sumergidas podrá desprejiciarse el efecto de las deformaciones de retracción.

5.2.3. Cargas variables (Q)

Sobrecargas de uso y explotación

Las sobrecargas de uso y explotación serán las especificadas por la propiedad o, en su defecto, las indicadas en la ROM 0.2.[5] Éstas podrán incluir sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento, de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías, de tráfico tanto viario como ferroviario, así como aquellas debidas a la operatividad del buque como las acciones de amarre. En lo que sigue, las sobrecargas de uso y explotación se denominarán con la notación P_{sc} .

(2) Es habitual considerar que todo el relleno de las celdas está sumergido. En el caso de no ser así, deberá ajustarse el método de cálculo aquí desarrollado.

La simultaneidad y compatibilidad entre sobrecargas de uso y explotación se indica en la ROM 0.2.[5], pudiendo dar lugar a hipótesis de trabajo diferenciadas en la fase de servicio: en condiciones normales de explotación, en condiciones extremas y en condiciones excepcionales.

5.2.4. Acciones climáticas

Oleaje

La acción del oleaje sobre los cajones se determinará de acuerdo con lo establecido en la ROM 1.1 a partir del valor del oleaje de proyecto (Ver ROM 0.3) [6]. Los cálculos realizados para la determinación de la acción del oleaje podrán ser confirmados mediante ensayos en modelo físico a escala. Actualmente se están llevando a cabo la monitorización de algunos diques para corroborar la validez de las formulaciones teóricas y los ensayos a escala.

La determinación de los valores representativos del oleaje de proyecto se realizará para los valores característicos y de combinación a partir de la función de distribución de extremos, adoptando un periodo de referencia representativo del estado o situación de proyecto considerado. Para los valores frecuentes y cuasipermanentes (fisuración) se utilizará el régimen medio anual.

La acción del oleaje dará lugar a las siguientes hipótesis de carga, en aquellos casos en los que por el emplazamiento de la obra y su grado de abrigo el oleaje de proyecto sea relevante:

- ◆ E_{co} : Acción del oleaje al paso de la cresta de la ola en fase de servicio. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina $P_{co,s}$.
- ◆ E_{so} : Acción del oleaje al paso del seno de la ola en fase de servicio. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina $P_{so,s}$.

Temperatura

Siempre que se dispongan las cuantías mínimas de armadura indicadas en este Manual, no será necesaria la consideración explícita de los efectos estructurales de la temperatura.

5.2.5. Acciones extraordinarias (A)

Sismo

Para la determinación de la acción sísmica se tomará en consideración la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE) y el apartado 3.10 de la ROM 05.

La aceleración básica de cálculo, a_b , puede determinarse a partir de la figura 5.2.5.1.

No será necesario considerar la acción sísmica en las obras de importancia moderada y en las obras de importancia normal o especial si la aceleración de cálculo es menor de 0.04 g.

La acción del sismo será de especial importancia en lo relativo a la verificación de la estabilidad global del cajón.

En el caso de muelles o diques trasdosados, la acción sísmica entrañará adicionalmente un incremento en el empuje de tierras que se podrá estimar mediante el método de Mononobe-Okabe. A su vez, en todos los casos, la acción sísmica dará lugar a empujes del agua libre adicionales cuyo proceso de cálculo puede encontrarse en la [7]. Además, se tendrá en cuenta la masa inercial de las tierras que gravitan sobre la zapata y la masa inercial del peso propio del cajón y de las tierras y agua contenidas en el interior del mismo.

En este manual, el sismo se denomina E_Q . Al incremento del empuje de tierras debido a la acción sísmica (Mononobe – Okabe) se le denomina E_{T_s} .

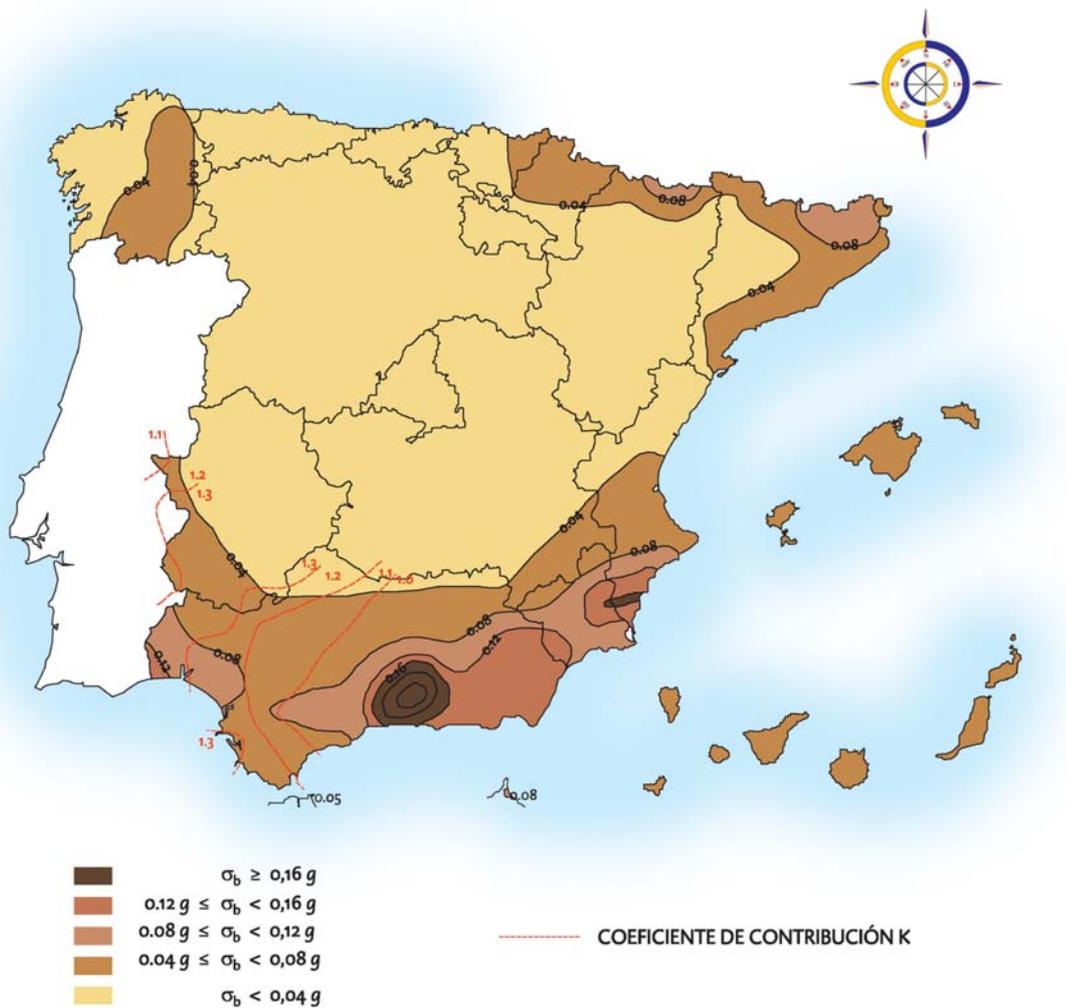


Figura 5.2.1.1 Aceleración básica a considerar en España (Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02)).

Oleaje Extraordinario

A los efectos del cálculo de cajones, se considerará como acción extraordinaria la acción causada por un oleaje con un periodo de retorno de 500 años.

Esta acción extraordinaria del oleaje dará lugar a las siguientes hipótesis de carga, en aquellos casos en los que por el emplazamiento de la obra y su grado de abrigo, el oleaje sea relevante:

- ◆ E_{co} : Acción del oleaje extraordinario al paso de la cresta de la ola en fase de servicio y condiciones de trabajo excepcionales. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina $P_{co,s}$.
- ◆ E_{so} : Acción del oleaje extraordinario al paso del seno de la ola en fase de servicio y condiciones de trabajo excepcionales. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina $P_{so,s}$.

5.3. Valores característicos de las acciones

El valor característico de una acción (F_k) es su principal valor representativo. Para los cálculos de nivel I, la definición del valor característico de los agentes causantes de las acciones o, en su caso, directamente de las acciones, se realiza por medio de 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 cuantil de dicha función de distribución.

En el caso de las acciones relevantes para el cálculo de cajones portuarios: las cargas permanentes (gravitatorias, hidráulicas y del terreno) y las sobrecargas de uso y explotación, su valor característico se corresponde con valores nominales. En el caso de la acción variable del oleaje, se tomará como valor característico el debido al oleaje correspondiente a un cuantil del 98% de la función de distribución de extremos anuales, lo que equivale a aquél que tiene un periodo de retorno de 50 años. En el caso de que esta acción sea favorable, su valor característico se tomará cero.

En el caso de acciones extraordinarias como el sismo o el oleaje extraordinario, 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 otros valores representativos de las acciones variables son los siguientes:

- ◆ $\psi_0 F_k$: Valor de combinación fundamental de la acción o valor de compatibilidad de una acción variable cuando actúa de forma simultánea con otra acción variable predominante en la ocurrencia del modo de fallo e independiente estadísticamente de la misma. Se determina de tal forma que la probabilidad de que los valores del efecto de la acción combinada con la predominante sea excedido es aproximadamente similar a la probabilidad de que el efecto de la acción predominante sea excedido. Cuando se disponga de base estadística suficiente (p.e. acción del oleaje), el valor de combinación fundamental podrá estimarse como el correspondiente al cuantil del 70% de la función de probabilidad de no excedencia de extremos representativa del estado o situación de proyecto considerada. Es decir, para situaciones persistentes, al valor correspondiente a un periodo de retorno entre 3 y 5 años. Cuando el valor característico de la acción variable sea un valor nominal el valor de combinación puede obtenerse multiplicando dicho valor por un factor de combinación ψ_0 . En estos casos, el valor de ψ_0 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, simplícidamente puede tomarse $\psi_0 = 0.7$.
- ◆ $\psi_1 F_k$: Valor de combinación frecuente de la acción. Este valor no es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerado. Cuando se disponga de base estadística suficiente (p.e. acción del oleaje), puede adoptarse como valor de combinación frecuente de una acción variable el asociado a una probabilidad de no excedencia del 85% tomada del régimen medio que le corresponda. Cuando el valor característico de la acción variable sea un valor nominal, el valor frecuente de la acción puede obtenerse multiplicando dicho valor por un factor de combinación ψ_1 . En estos casos, el valor de 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, simplícidamente puede tomarse $\psi_1 = 0.6$ para las sobrecargas de uso y explotación.
- ◆ $\psi_2 F_k$: Valor de combinación cuasipermanente de la acción. Este valor es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto de la duración del estado o situación de proyecto considerado. Cuando se disponga de base estadística suficiente (p.e. acción del oleaje), puede adoptarse como valor de combinación cuasipermanente de una acción variable el asociado a una probabilidad de no excedencia del 50% tomada del régimen medio que le corresponda. Este valor representa el valor medio de la acción durante el intervalo de tiempo asociado al estado o situación de proyecto considerado. Cuando el valor característico de la acción variable sea un valor nominal, el valor cuasipermanente de la acción puede obtener-

se multiplicando dicho valor por un factor de combinación ψ_2 . 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, simplícidamente puede tomarse $\psi_2 = 0.5$ para las sobrecargas de uso y explotación.

5.5. Valores de cálculo de las acciones

Se define como valor de cálculo de una acción, el obtenido como producto del valor representativo (ver 5.4) por un coeficiente de seguridad (ecuación 5.5.1).

$$F_d = \gamma_f \psi_i F_k \quad 5.5.1$$

5.5.1. Estados Límite Últimos

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de Estados Límite Últimos, en el cálculo estructural se adoptarán los valores de la tabla 5.5.1.1.

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

Tabla 5.5.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de acciones en Estado Límite Último.

Los coeficientes parciales de seguridad de la tabla 5.5.1.1 son compatibles con un nivel intenso de la ejecución que será el requerido en este tipo de estructuras.

5.5.2. Estados Límite de servicio

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de Estados Límite de Servicio se adoptarán los valores de la tabla 5.5.2.1.

		Estado Límite de Servicio	
		Combinación Persistente o transitoria	
Tipo de Acción	Acción	Efecto Favorable	Efecto desfavorable
Permanente (G)	Peso propio	1,00	1,00
	Empuje hidrostático	1,00	1,00
	Peso de las tierras	1,00	1,00
Permanente de valor variable (G*)	Empuje de tierras	1,00	1,00
Sobrecargas (Q)	Uso y explotación	0,00	1,00
Sobrecargas climáticas (Q)	Oleaje	0,00	1,00

Tabla 5.5.2.1. Coeficientes de mayoración de acciones en Estado Límite de Servicio.

5.6. Combinación de acciones

5.6.1. Estados Límite Últimos

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

$$\gamma_G G + \gamma_{G^*} G^* + \gamma_Q Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_Q \psi_0 Q_{k,i}$$

Para el caso de situaciones excepcionales, excepto cuando actúe la acción sísmica, las combinaciones se ajustarán al formato siguiente:

$$\gamma_G G + \gamma_{G^*} G^* + \gamma_A A + \gamma_Q \psi_1 Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_Q \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para el caso de situaciones excepcionales, con sismo, las combinaciones se ajustarán al formato siguiente:

$$\gamma_G G + \gamma_{G^*} G^* + \gamma_A EQ + \sum_{i \geq 1} \gamma_Q \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A falta de otros datos, los coeficientes de combinación para las sobrecargas de uso y de explotación vienen dados en la tabla 5.6.1.1.

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,70	0,60	0,50

Tabla 5.6.1.1. Coeficientes de combinación.

Situaciones persistentes o transitorias – Resumen

Las acciones actuantes sobre un cajón portuario en situación persistente o transitoria dan lugar a las combinaciones de acciones que se muestran en la tabla 5.6.1.2.

Situación Persistente o transitoria	Comb	P_0, P_a	P_l, P_{lz}	E_a	P_r, P'_r	E_r	P_t	E_T	$E_{co}, P_{co,s}$	$E_{so}, P_{so,s}$	P_{sc}
Fase de flotación ▲✚	ELU1	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,35							
Fase de Fondeo ▲	ELU2	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,35							
Presión sobre una celda resto vacío ✚	ELU3					1,50					
MUELLES (aguas abrigadas)											
Servicio ▲◆	ELU4	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,00/ 1,35(*)	1,50	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)			1,50
DIQUES											
Presión Ext. Seno Oleaje ▲◆	ELU5	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,00/ 1,35(*)	1,50	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)		1,50	$\psi_0 \times$ 1,50(**)
Ojeaje ▲◆	ELU6	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,00	1,00/ 1,35(*)	1,00	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)	1,50		$\psi_0 \times$ 1,50(**)
P_o	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P_{oc} , y paredes P_{op}). $P_0 = P_{0c} + P_{0p}$.										
P_a	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes).										
P_l	Peso del agua contenida en las celdas del cajón.										
P_{lz}	Peso del agua que gravita sobre las zapatas.										
E_a	Empuje Hidrostático. Empuje de agua en trasdós de muelle o dique.										
P'_r	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo).										
P_r	Peso del Relleno de tierras que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo).										
E_r	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo).										
E_T, P_t	Empuje de Tierras sobre trasdos de muelles o diques trasdosados, Peso de tierras sobre zapata.										
E_{so}	Seno de Oleaje (Temporal de diseño).										
$P_{so,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola.										
E_{co}	Cresta de Oleaje (Temporal de diseño).										
$P_{co,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola.										
P_{sc}	Sobrecarga de uso.										
Leyenda	<p>▲ Posible estado crítico para paredes exteriores.</p> <p>✚ Posible estado crítico para paredes interiores.</p> <p>◆ Posible estado crítico para la cimentación.</p> <p>(*) A efectos del cálculo de la solera, resulta necesario considerar ambas posibilidades. En el caso de acciones debidas al terreno se mayorarán o minorarán simultáneamente los efectos verticales y horizontales.</p> <p>(**) Se da por supuesto que la acción del oleaje es predominante, siendo ésta la situación más habitual.</p>										

Tabla 5.6.1.2. Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones persistentes o transitorias en ELU.

A continuación se describe detalladamente cada una de las combinaciones definidas en la tabla 5.6.1.2, estableciendo claramente la ley de variación de las acciones aplicadas en cada situación. Igualmente se distingue las acciones actuantes sobre cada uno de los elementos estructurales indicando en cada caso el carácter crítico o no de cada combinación sobre cada elemento.

Fase de flotación

El lastrado de los cajones, caso de ser necesario por condiciones de estabilidad naval, suele hacerse con lastres líquidos y, si resulta necesario, con lastres sólidos. Para evitar que se produzcan desniveles de agua importantes entre celdas, éstas suelen comunicarse por grupos entre sí a una altura tal que quede asegurada la estabilidad naval del cajón. A su vez, está disposición también permite corregir escoras. En cualquier caso el desnivel máximo de altura de agua entre una celda y sus contiguas es un dato del diseño y nunca debe sobrepasarse.

Cuando el cajón se transporta, la disposición de lastre deberá ser tal que el cajón flote sin escoras.

Paredes exteriores

Las paredes exteriores están solicitadas por los empujes hidrostáticos indicados en la Fig. 5.6.1.1.

$$\begin{aligned} \text{Para } y < h & \quad e_a = \gamma_w y \\ \text{Para } y \geq h & \quad e_a = \gamma_w h \end{aligned}$$

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

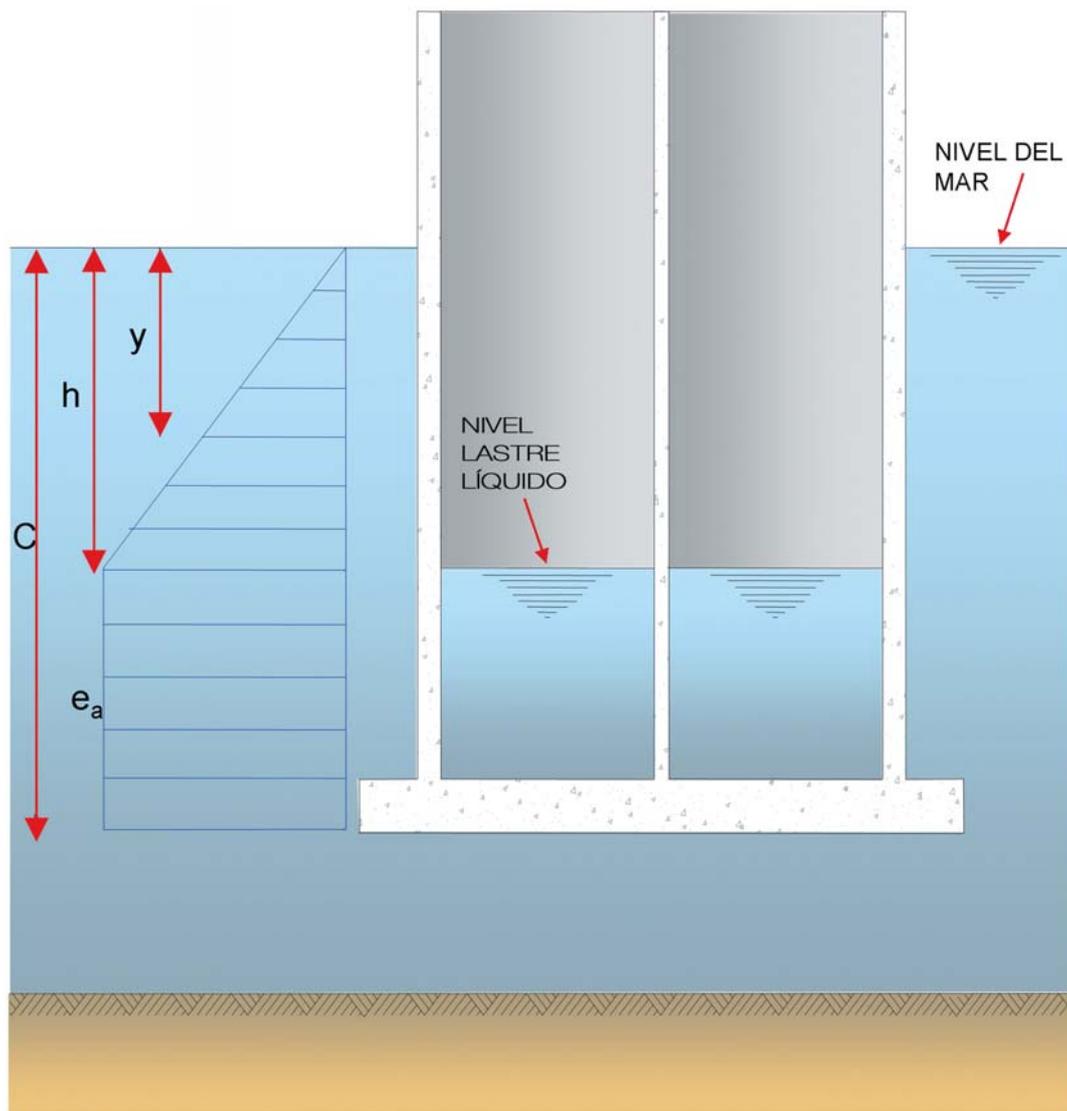


Figura 5.6.1.1 Cargas que solicitan las paredes exteriores de un cajón durante la fase de flotación.

Paredes Interiores

Si los lastres líquidos están equilibrados, las paredes interiores no tienen esfuerzos. En caso contrario las sollicitaciones seguirán una ley análoga a la de las paredes exteriores. La combinación de cargas a considerar será $1,35 E_q$. Se trata de un **estado crítico** que también debe comprobarse siempre.

Solera

La solera estará solicitada por las acciones representadas en la figura 5.6.1.2:

- ◆ Empuje ascensional del agua equivalente al calado del cajón: P_a
- ◆ Peso propio de la solera: P_{oc}
- ◆ Peso del lastre líquido: P_l

La combinación de acciones a considerar para el cálculo de la solera será: $1,35 (P_a - P_{oc} - P_l)$

Generalmente no se trata de un estado crítico para el dimensionamiento de la solera, por lo que su no consideración puede quedar justificada.

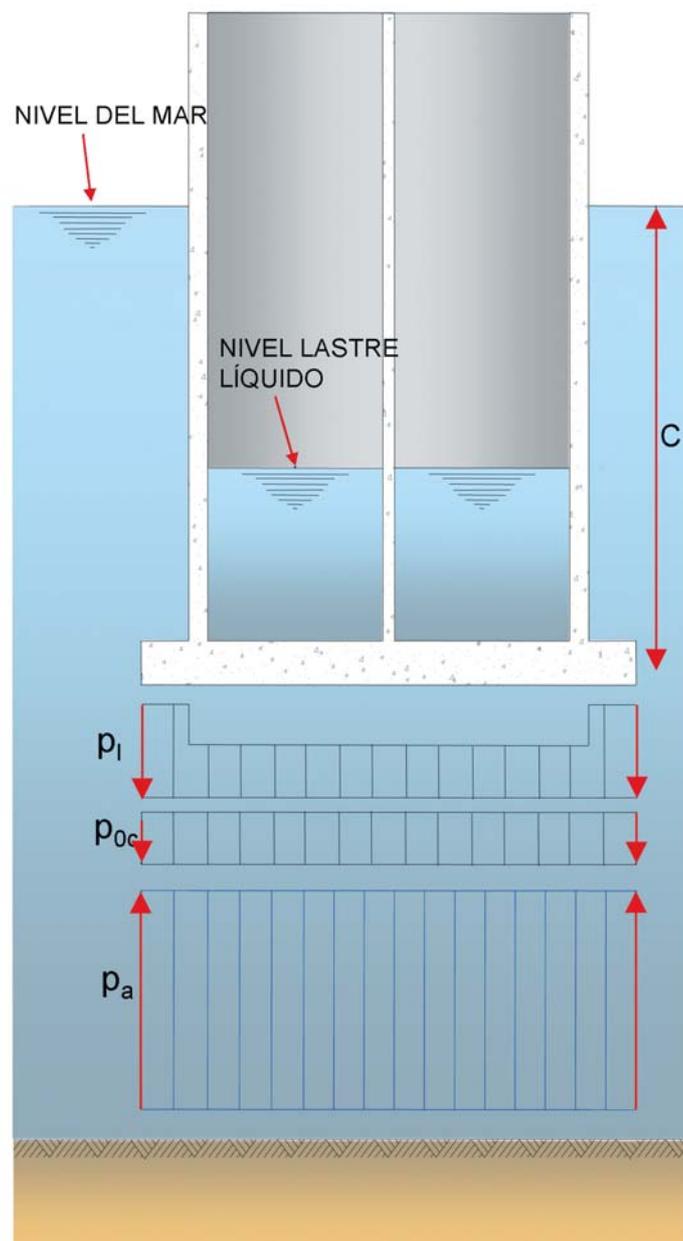


Figura 5.6.1.2 Cargas que solicitan la solera de un cajón durante la fase de flotación.

Fondeo del cajón

La operación de fondeo se realiza inundando las celdas del cajón hasta que toca fondo. Normalmente las celdas se llenan de agua en su totalidad para tener una mayor seguridad frente a la refluotación del cajón. En mares con marea astronómica la operación de fondeo debe realizarse con la marea decreciente.

Las leyes de presiones tanto en las paredes exteriores como en la solera del cajón son análogas a las del transporte ajustando el calado a la cota de fondeo y la altura de lastre líquido a su valor correspondiente con el calado de fondeo.

La etapa de fondeo es necesario calcularla puesto que, aunque la presión máxima en las paredes exteriores disminuye, se produce un desplazamiento de los empujes hidrostáticos hacia la coronación del cajón. En la Fig. 5.6.1.3 puede verse un croquis comparado de las leyes de presiones en las paredes exteriores en flotación y en fondeo. Es un **estado crítico** y debe calcularse siempre.

Los empujes del agua sobre la solera no son críticos para su diseño.

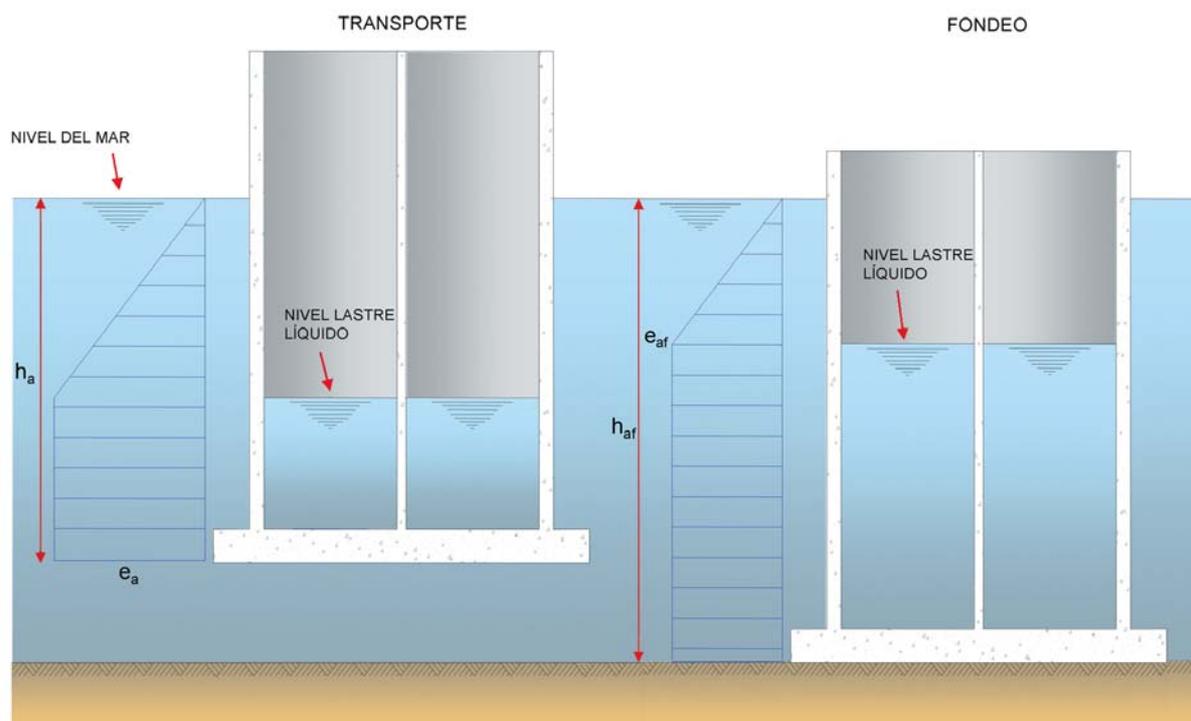


Figura 5.6.1.3 Comparación de ley de presiones durante Flotación y durante fondeo.

Relleno del Cajón

Fondeado el cajón se procede al relleno de sus celdas habitualmente con material granular. Para que el proceso de relleno pueda hacerse sin limitaciones hay que suponer que una o varias celdas puedan llenarse en su totalidad estando las contiguas vacías.

El cálculo de presiones se realiza considerando que el material de relleno está ensilado en la celda. Las presiones se calculan con la formulación del efecto silo (ver Fig. 5.6.1.4 y apartado 5.2).

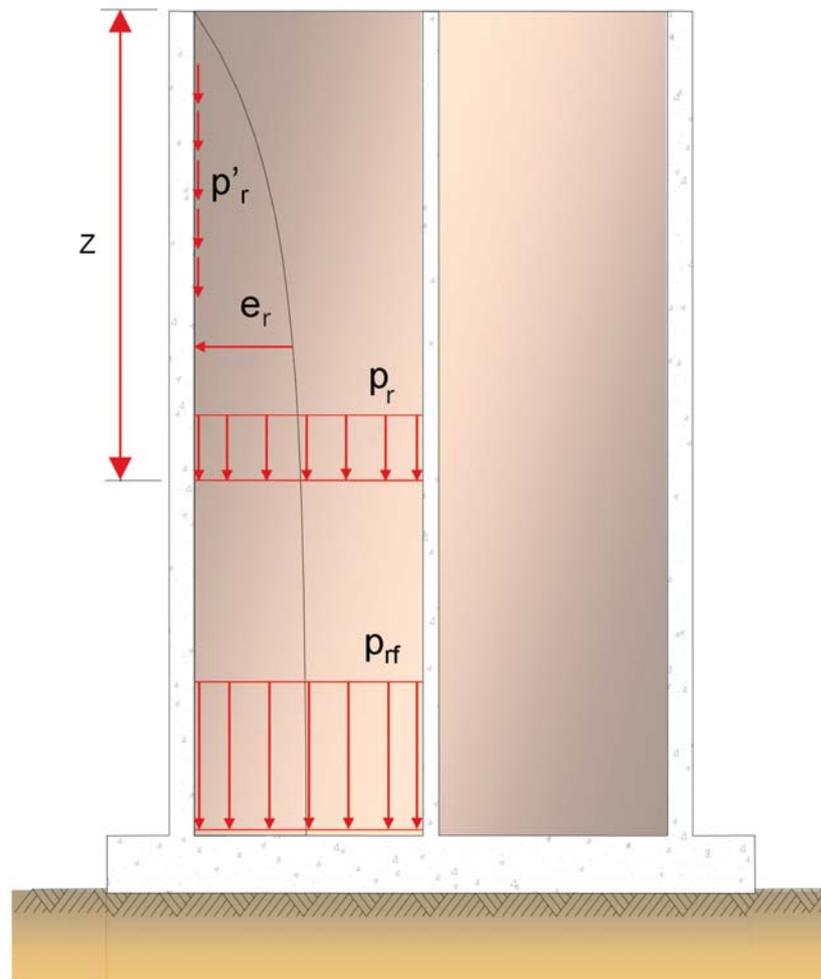


Figura 5.6.1.4 Presiones debidas al relleno de una celda (Efecto Silo)

Paredes exteriores

Las paredes exteriores están solicitadas por:

- ◆ Empujes horizontales del material ensilado: e_r kN/m²
- ◆ Empuje hidrostático debido al desnivel del agua: e_a kN/m²

La combinación de acciones a considerar en Estado Límite Ultimo para el dimensionamiento de las paredes exteriores será: $1,5 \times E_r + 1,35 \times E_a$

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

Se considera que cuando se rellena el cajón no hay desniveles hidrostáticos entre las celdas. Por lo tanto las paredes interiores estarán sometidas únicamente al empuje del relleno, e_r .

La combinación de cargas a considerar en ELU será por lo tanto: $1,5 \times E_r$

Se trata de un **estado crítico** que debe comprobarse siempre.

Solera

La solera estará sometida en esta fase 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_j : 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 lo 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 correspondientes. Estas acciones son:

- ◆ El peso propio del cajón mayorado: $1,35 \times P_0$
- ◆ El empuje ascensional del agua, mayorado al igual que el peso propio seco del cajón por 1,35 y dirigido en sentido ascendente: $-1,35 \times P_a$
- ◆ El peso del agua que contienen las celdas del cajón y peso de agua que gravita sobre las zapatas, mayorados: $1,35 \times (P_l + P_{lz})$
- ◆ El peso total de las tierras del relleno, suma de la parte que se transmite por el fondo del cajón P_{rf} y de la parte que se transmite por el fuste P'_r (valorada en el contacto con la solera), ambos mayorados: $1,35 \times (P_{rf} + P'_r)$.

Se puede, por lo tanto afirmar que P_c es una acción que está en equilibrio con la combinación de acciones definida por $1,35 \times (P_0 - P_a + P_l - P_{lz} + P_{rf} + P'_r)$.

Este estado **no es crítico** para el diseño de la solera y por lo tanto puede justificarse su no consideración.

MUELLE en fase de servicio (aguas abrigadas) (3)

Paredes exteriores

Las solicitaciones que actúan sobre las paredes exteriores en esta fase se muestran en la figura 5.6.1.5.

Como puede verse, la pared exterior está sometida a la acción de los empujes del relleno, e_r (efecto silo), y al empuje hidrostático debido al desnivel de agua exterior e interior e_a . Este empuje hidrostático debe calcularse para el nivel inferior de las aguas exteriores correspondiente a un periodo de retorno de 50 años y el nivel de aguas en las celdas coincidente con la coronación del cajón. A falta de datos estadísticos fiables se adoptarán como nivel inferior de las aguas exteriores los siguientes valores:

- ◆ En mares con marea astronómica: Mínima Marea Astronómica $-0,4$ m
- ◆ En mares sin marea astronómica significativa: Nivel Medio $-0,8$ m.

En corrientes fluviales: Nivel mínimo de estiaje.

(3) En este documento se entiende por *muelle* una estructura trasdosada situada en aguas abrigadas donde la acción del oleaje no es significativa.

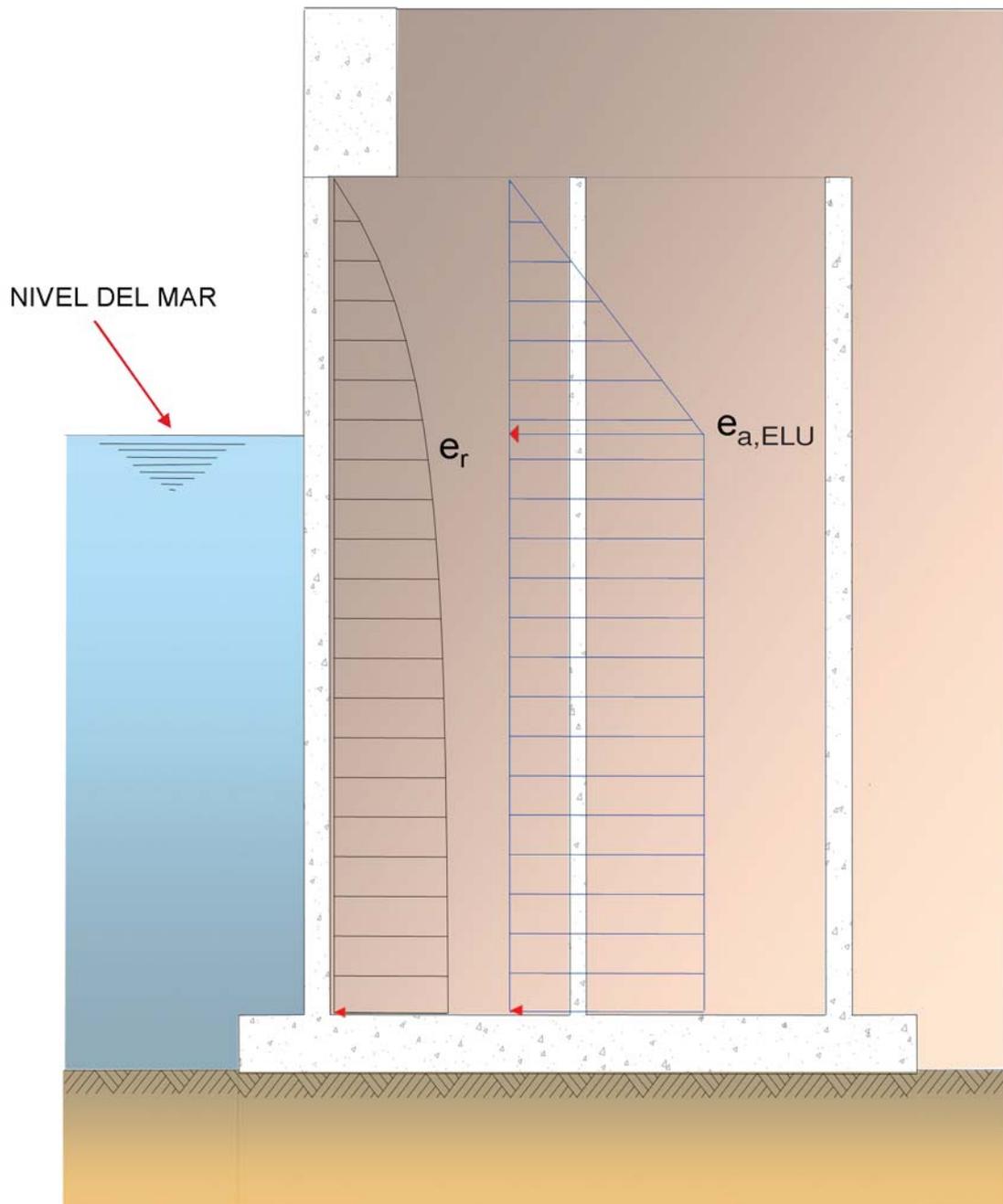


Figura 5.6.1.5 Muelle: Solicitaciones sobre pared exteriores fase de servicio.

La combinación de acciones a considerar en ELU será **(4)**: $1,5 \times e_r + 1,35 \times e_a$

Se trata de un **estado crítico** que debe calcularse siempre.

(4) 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 posibles sobrecargas, las armaduras calculadas a partir de las solicitaciones 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 mismo espesor.

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.

En Estado Límite Último, los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos mayorados actuantes en las paredes exteriores.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Solera

El conjunto de acciones que deben considerarse para el diseño de la solera se muestran en la figura 5.6.1.6.

Las combinaciones de acciones, actuantes directamente sobre la solera, que deben considerarse en ELU serán:

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

y

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

siendo P_{oc} 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. Deben considerarse ambas combinaciones debido al desconocimiento, a priori, acerca de si las cargas permanentes resultan favorables o desfavorables para el cálculo de la solera.

El valor de P_c se calcula como la reacción resultante de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón, admitiendo una distribución lineal de tensiones en el terreno. Las cargas que deben considerarse sobre la estructura son:

- ◆ Peso propio del cajón en seco incluso superestructura, P_o ,
- ◆ peso del agua (5) 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 verticales y horizontales de uso y explotación sobre el muelle, P_{sc} , de actuación simultánea y compatible,
- ◆ empuje de tierras sobre el trasdós del muro, E_T ,
- ◆ peso de tierras sobre la zapata posterior, P_t
- ◆ y empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós, E_a .

La posición de la sobrecargas será aquella que maximice las reacciones unitarias del terreno (sobrecargas verticales situadas en el tercio del cajón lado mar y en el relleno a partir de la vertical de la zapata posterior).

(5) El peso del agua y el peso de las tierras se puede evaluar de dos formas equivalentes. Si el peso de las tierras se determina utilizando la densidad sumergida, como valor de P_l deberá tomarse el debido a la presión de la columna de agua correspondiente. Otra forma de abordar el problema es considerar el peso total del relleno con su densidad saturada:

$$P_{\text{tierra-agua}} = (\gamma + n\gamma_a) A \times z = \gamma' A \times z + \gamma_a A \times z$$

$$\gamma' = \gamma - (1 - n)\gamma_a \rightarrow P_{\text{tierra+agua}} = [\gamma - (1 - n)\gamma_a + \gamma_a] A \times z = (\gamma + n\gamma_a) A \times z \rightarrow \text{ok}$$

Como se deduce de las igualdades anteriores, ambos métodos dan lugar a resultados idénticos.

Sobrecarga de uso en situación más desfavorable

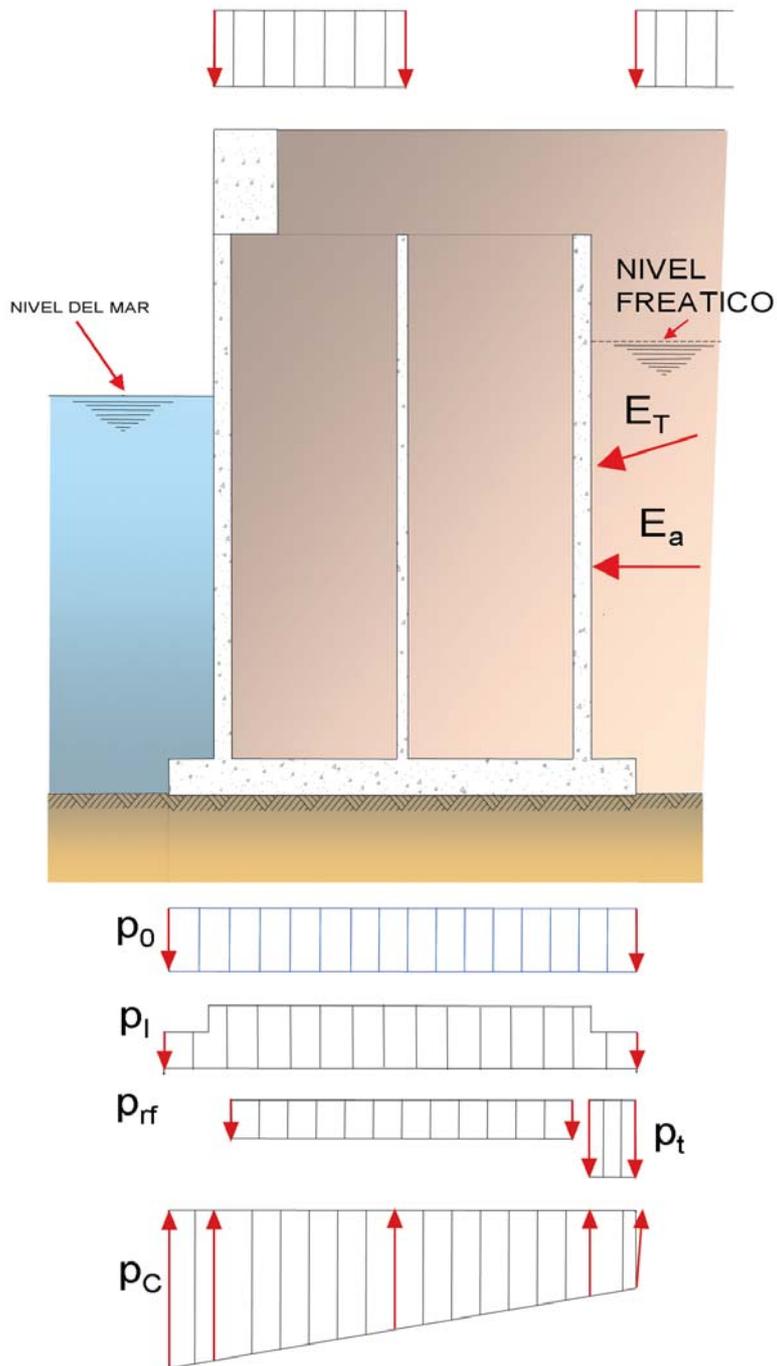


Figura 5.6.1.6 Muelle: Solicitaciones sobre solera en fase de servicio.

Para los cálculos se tomará como nivel de las aguas exteriores el inferior correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, y como nivel piezométrico en el relleno el compatible con dicho nivel. Se adoptará como nivel del agua en las celdas el de coronación.

Para el cálculo de P_c se adoptarán las siguientes combinaciones de acciones:

$$1,35 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times (P_r + P'_r) + 1,50 \times P_{sc,l} + 1,50 \sum \psi_0 P_{sc,i} + 1,35 P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a$$

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P'_r) + 1,50 \times P_{sc,l} + 1,50 \sum \psi_0 P_{sc,i} + 1,00 P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a$$

donde $P_{sc,l}$ es el valor correspondiente a la sobrecarga predominante.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata exterior (lado mar)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata exterior se indican en la figura 5.6.1.6. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga que para el cálculo de la solera.

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

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

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

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 calculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Su esquema estructural corresponde al de una ménsula empotrada en la pared exterior del cajón.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata posterior (lado puerto)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata posterior se indican en la figura 5.6.1.6. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga que para el cálculo de la solera.

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

DIQUE en fase de servicio

Paredes exteriores

En el caso de diques, las paredes exteriores están sometidas a la acción de los empujes del relleno, e_r (efecto silo), el empuje hidrostático debido al desnivel de agua exterior e interior e_a (calculado con el mismo criterio que para muelles) y a la acción de oleaje que da lugar a dos hipótesis mutuamente excluyentes:

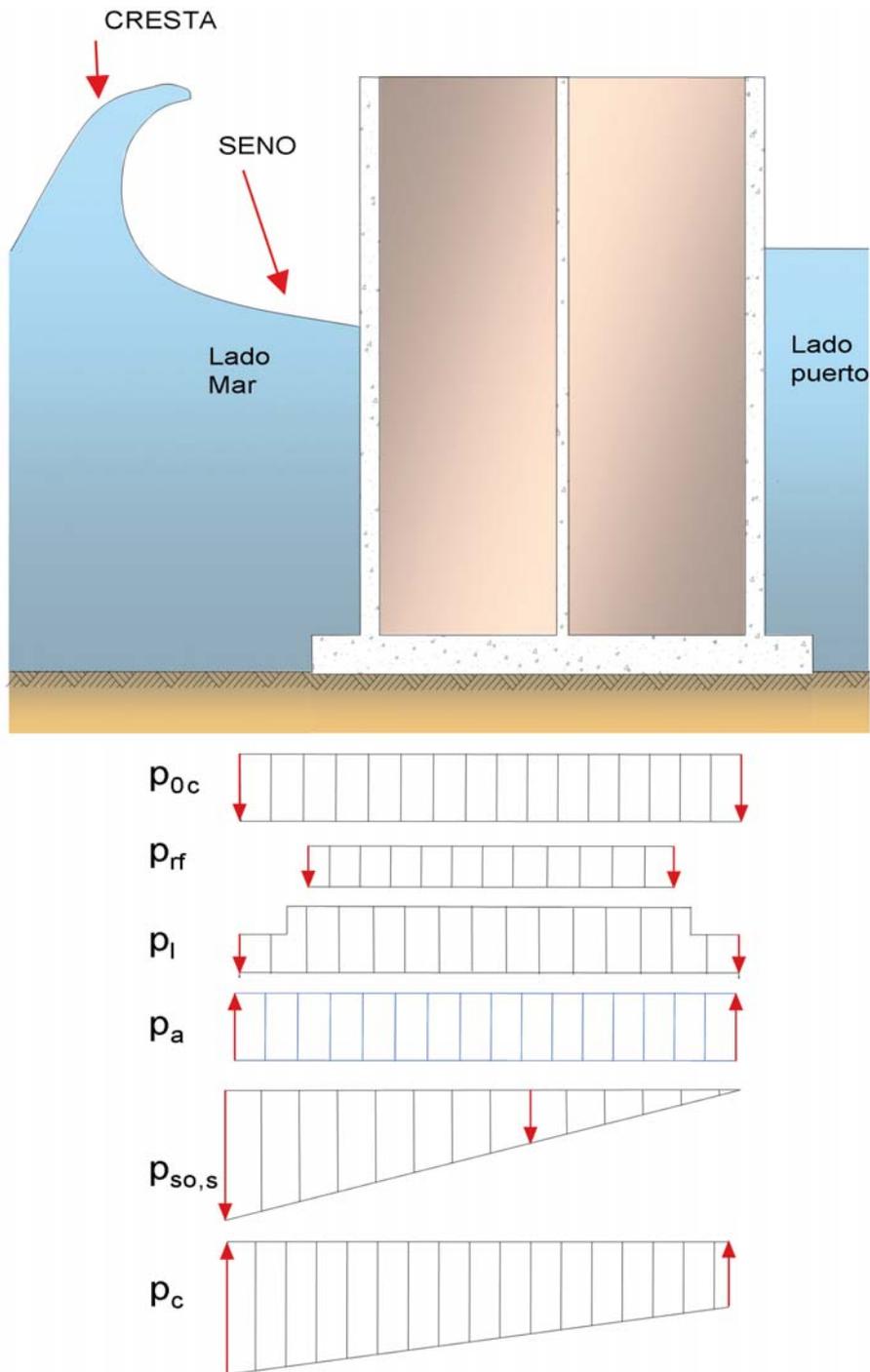


Figura 5.6.1.7 Seno de Ola.

- ◆ Empujes debidos al seno de la ola: e_{s_0}
- ◆ Empujes debidos a la cresta de la ola: e_{c_0}

Los valores de los empujes debidos a la acción del oleaje deben corresponder al temporal característico en el emplazamiento considerado, es decir, aquél que tiene un periodo de retorno de 50 años.

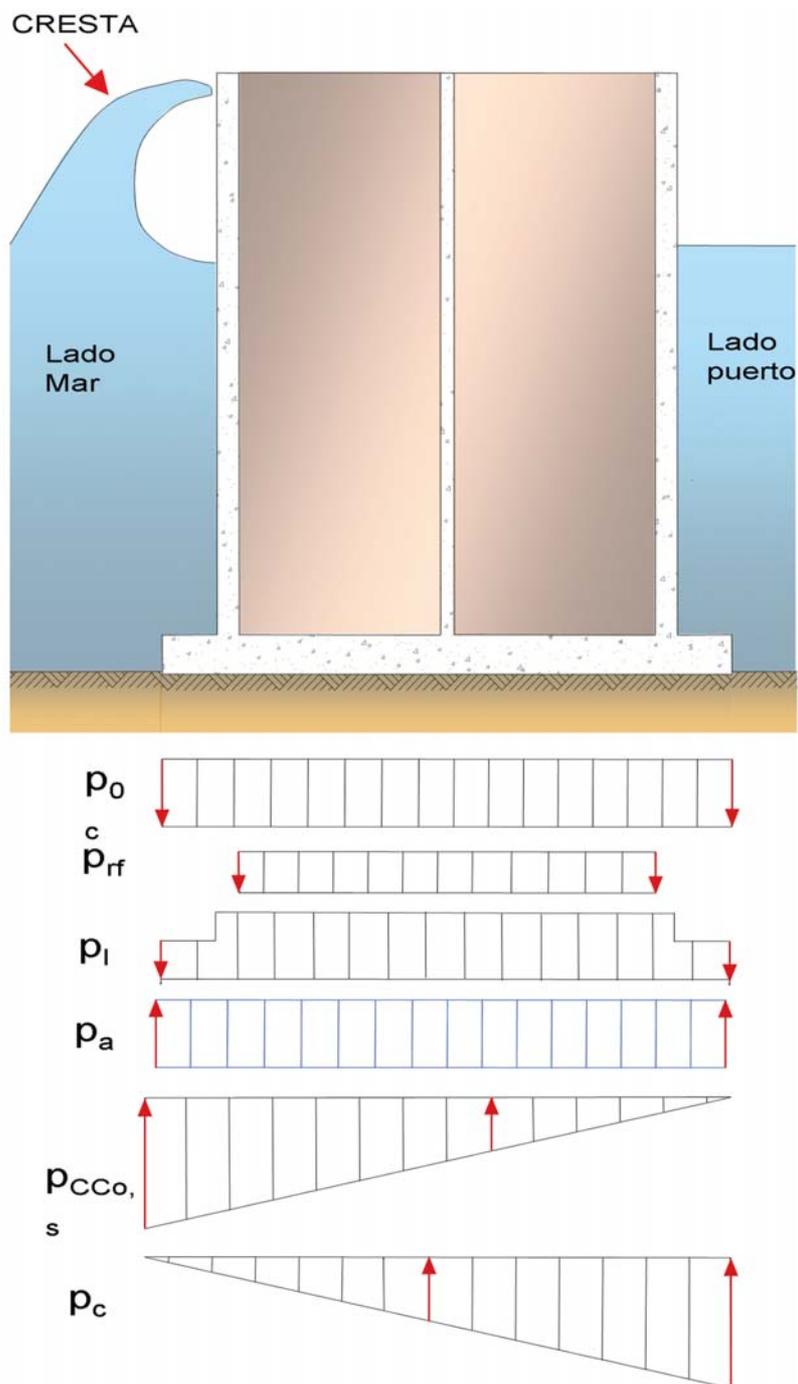


Figura 5.6.1.8 Cresta de Ola.

Por lo tanto, para el dimensionamiento de las paredes exteriores, será necesario considerar dos combinaciones de acciones:

- ◆ Seno de ola: $1.50 \times E_{s0} + 1.50 \times E_r + 1.35 \times E_a$
- ◆ Cresta de ola: $1.50 \times E_{c0} - 1.00 \times E_r - 1.00 \times E_a$

Las dos combinaciones anteriores son **estados críticos** que deben calcularse siempre.

Pared exterior posterior (lado puerto)

Para el dimensionamiento de esta pared es de aplicación lo expuesto para paredes exteriores de muelles.

Pared lateral exterior

Para el dimensionamiento de una pared lateral exterior es de aplicación lo expuesto anteriormente para paredes exteriores de diques.

Paredes interiores

En fase de servicio las acciones directas sobre las paredes interiores están en equilibrio. Únicamente deben considerarse los esfuerzos de tracción y compresión que les transmiten las paredes exteriores. Los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos mayorados en las paredes exteriores.

Estos estados **son críticos** y deben comprobarse siempre.

Solera

Las combinaciones de cargas a considerar en ELU, para el armado de la solera, serán:

a) Seno de la ola

Seno de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,35 \times P_{rf} + 1,50 \times P_{so,s} - 1,00 \times P_c$$

Seno de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} + 1,50 \times P_{so,s} - 1,00 \times P_c$$

siendo P_{oc} 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, $P_{so,s}$ la subpresión dinámica al paso del seno de la ola y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas. Deben considerarse ambas combinaciones debido al desconocimiento, a priori, acerca de si las cargas permanentes resultan favorables o desfavorables para el cálculo.

b) Cresta de la ola

Cresta de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,35 \times P_{rf} - 1,50 \times P_{co,s} - 1,00 \times P_c$$

Cresta de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,50 \times P_{co,s} - 1,00 \times P_c$$

siendo P_{oc} 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, $P_{co,s}$ la subpresión dinámica al paso de la cresta de la ola y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas. Deben considerarse ambas combinaciones debido al desconocimiento, a priori, acerca de si las cargas permanentes resultan favorables o desfavorables para el cálculo.

El valor de la reacción del terreno P_c se calcula como la reacción resultante, admitiendo una distribución lineal, de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón: peso propio del cajón incluso superestructura, P_o , peso del agua en el interior de las celdas y sobre las zapatas, P_l y P_{lz} (6), empuje ascensional del agua, P_a (7), peso del relleno de celdas, P_r y P'_r , sobrecargas verticales y horizontales de uso y explotación sobre el dique, P_{sc} , de actuación simultánea y compatible, carga horizontal debida al empuje de la ola, para el seno E_{so} y para la cresta E_{co} , y subpresión dinámica del oleaje, para el seno $P_{so,s}$ y para la cresta $P_{co,s}$. En el caso de diques trasdosados, será necesario tener en cuenta también el empuje de tierras en el trasdós, E_t , y el peso de las tierras que gravitan sobre la zapata posterior, P_t , así como el posible desnivel de aguas entre el trasdós y el intradós, E_a .

La posición de las sobrecargas será aquella que maximice las reacciones unitarias del terreno.

Para fijar los niveles del mar a considerar en los cálculos se respetará lo dispuesto en la ROM I.1, [5] y ROM 0.5.[7] Se adoptará como nivel del agua en las celdas el de coronación. Para el cálculo de P_c se adoptarán las siguientes combinaciones de acciones:

Seno de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times (P_{rf} + P'_r) + 1,50 \times (E_{so} + P_{so,s}) + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc,l} + 1,50 \times E_t + 1,35 \times P_t$$

Seno de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_{rf} + P'_r) + 1,50 \times (E_{so} + P_{so,s}) + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc,l} + 1,50 \times E_t + 1,35 \times P_t$$

Cresta de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times (P_{rf} + P'_r) - 1,50 \times (E_{co} + P_{co,s}) + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc,l} + 1,00 E_t + 1,35 \times P_t$$

Cresta de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_{rf} + P'_r) - 1,50 \times (E_{co} + P_{co,s}) + 1,50 \times e_{so} + 1,50 \Sigma \psi_0 P_{sc,l} + 1,00 \times (E_t + P_t)$$

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata exterior (lado mar)

Para el dimensionamiento de la zapata exterior, la hipótesis crítica es el seno de ola. Por lo tanto, en este caso las combinaciones de acciones a considerar serán (sólo se indican cargas actuantes directamente sobre la zapata):

Seno de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,50 \times P_{so,s} - 1,00 \times P_c$$

Seno de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,50 \times P_{so,s} - 1,00 \times P_c$$

El procedimiento de cálculo de P_c es el mismo que el descrito para el diseño de la solera. P_{lz} es el peso de la columna de agua sobre la zapata exterior.

(6) Referido al nivel del mar adoptado.

(7) Referido al nivel del mar adoptado

Zapata posterior (lado puerto)

Para el dimensionamiento de la armadura inferior de la zapata posterior, la hipótesis crítica es la cresta de ola. La posición pésima de la sobrecarga en este caso será su actuación en la mitad interior del cajón. Por lo tanto, en este caso las combinaciones de carga a considerar serán:

Cresta de la ola (carga vertical máxima)

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{Iz} - P_a) - 1,50 \times P_{co,s} - 1,00 \times P_c + 1,35 \times P_t$$

Cresta de la ola (carga vertical mínima)

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{Iz} - P_a) - 1,50 \times P_{co,s} - 1,00 \times P_c + 1,00 \times P_t$$

El procedimiento de cálculo de P_c es el mismo que el descrito para el diseño de la solera. P_{Iz} es el peso de la columna de agua sobre la zapata posterior.

Se trata de un estado crítico y debe comprobarse siempre.

Situaciones excepcionales

En la tabla 5.6.1.3 se resumen las combinaciones accidentales que deben tenerse en cuenta al diseñar un cajón portuario.

Situación accidental	Comb	P_0, P_a	P_1, P_{Iz}	E_a	P'_r, P''_r	E_r	E_{T_s}/P_t	$E_{co}, P_{co,s}$	$E_{so}, P_{so,s}$	P_{sc}	EQ	E_{T_s}
MUELLES (aguas abrigadas)												
Sismo ♦	ELU7	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			ψ_2	1,00	1,00
DIQUES												
Sismo + seno ♦	ELU9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ_2	1,00	1,00
Sismo + cresta ♦	ELU10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ_2	1,00	1,00
Oleaje Ext. seno ♦	ELU11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ_1, ψ_2		
Oleaje Ext. cresta ♦	ELU12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ_1, ψ_2		

P_o	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P_{oc} , y paredes P_{op}). $P_o = P_{oc} + P_{op}$.
P_a	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes).
P_1	Peso del agua contenida en las celdas del cajón.
P_{Iz}	Peso del agua que gravita sobre las zapatas.
E_a	Empuje Hidrostático. Empuje de agua en trasdós de muelle o dique.
P'_r	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo).
P''_r	Peso del Relleno de tierras que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo).
E_r	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo).
E_{T_s}, P_t	Empuje de Tierras sobre trasdos de muelles o diques trasdosados, Peso de tierras sobre zapata.
E_{so}	Seno de Oleaje (Ola cuasipermanente –ELU9– o extraordinaria –ELU11–).
$P_{so,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola (Ola cuasipermanente –ELU9– o extraordinaria –ELU11–).
E_{co}	Cresta de Oleaje (Ola cuasipermanente –ELU10– o extraordinaria –ELU12–).
$P_{co,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola (Ola cuasipermanente –ELU10– o extraordinaria –ELU12–).
P_{sc}	Sobrecarga de uso.
EQ	Sismo.
E_{T_s}	Incremento del Empuje de Tierras sobre el trasdón de muelles o diques trasdosados por efecto del Sismo (Método de Mononome-Okabe).

Leyenda ♦ Posible estado crítico para la estabilidad global de la estructura.

Tabla 5.6.1.3. Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones accidentales en ELU.

En las situaciones accidentales deberá comprobarse el equilibrio global de la estructura en los términos recogidos en la ROM 0.5.[7]

5.6.2. Estados Límite de Servicio

Las combinaciones de acciones relevantes en el caso de cajones portuarios corresponden a la combinación cuasipermanente. Formalmente, esta se define de acuerdo con la expresión 5.6.2.1.

$$\gamma_G G + \gamma_{G^*} G^* + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \gamma_Q Q_{k,i} \quad \text{ec. 5.6.2.1}$$

Para los estados límites de servicio, los coeficientes γ_G , γ_{G^*} , γ_Q se toma iguales a la unidad. El coeficiente ψ_2 se tomará de la tabla 5.6.1.1.

En el siguiente apartado se presenta un resumen de las distintas combinaciones que deben considerarse (ver tabla 5.6.2.1).

Situación Persistente	Comb	P_0, P_a	P_l, P_{lz}	E_a	P_r, P'_r	E_r	P_t	E_T	$E_{co}, P_{co,s}$	$E_{so}, P_{so,s}$	P_{sc}
MUELLES (aguas abrigadas)											
Servicio ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			ψ_2
DIQUES											
Presión Ext. Seno Oleaje ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ_2
Presión int. Cresta Oleaje ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ_2
P_o	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P_{oc} , y paredes P_{op}). $P_o = P_{oc} + P_{op}$.										
P_a	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes – situación cuasipermanente).										
P_l	Peso del agua contenida en las celdas del cajón.										
P_{lz}	Peso del agua que gravita sobre las zapatas (situación cuasipermanente).										
E_a	Empuje Hidrostático (situación cuasipermanente).										
	Empuje de agua en trasdós de muelle o dique (situación cuasipermanente).										
P'_r	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo).										
P_r	Peso del Relleno de tierras que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo).										
E_r	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo).										
E_T, P_t	Empuje de Tierras sobre trasdós de muelles o diques trasdosados, Peso de tierras sobre zapata.										
E_{so}	Seno de Oleaje (ola cuasipermanente).										
$P_{so,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola (ola cuasipermanente).										
E_{co}	Cresta de Oleaje (ola cuasipermanente).										
$P_{co,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola (ola cuasipermanente).										
P_{sc}	Sobrecarga de uso (valor cuasi permanente).										
Leyenda	▲	Posible estado crítico para paredes exteriores.									
	+	Posible estado crítico para paredes interiores.									
	◆	Posible estado crítico para la cimentación.									

Tabla 5.6.2.1. Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones persistentes en ELS.

Situaciones persistentes ELS- Resumen

Las acciones actuantes sobre un cajón portuario en situación persistente dan lugar a las combinaciones de acciones que se muestran en la tabla 5.6.2.1.

MUELLE en servicio (aguas abrigadas)

Paredes exteriores

Las solicitaciones en esta fase se muestran en la figura 5.6.1.5.

La combinación a considerar en ELS será: $E_r + E_a$

En estado límite de servicio, E_a debe calcularse para el nivel cuasi-permanente del nivel del mar y el nivel de agua en las celdas coincidente con la coronación del cajón.

Se trata de un **estado crítico** que debe calcularse siempre.

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

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la solera se muestran en la figura 5.6.1.6.

Las combinaciones de cargas a considerar en ELS serán:

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

siendo P_{oc} el peso de la solera, P_{rf} el peso del relleno que se transmite por el fondo de la celda 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.

El valor de P_c se calcula como la reacción resultante de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón, admitiendo una distribución lineal de tensiones en el terreno. Las cargas que deben considerarse sobre la estructura son:

- ◆ peso propio del cajón 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 verticales y horizontales de uso y explotación sobre el muelle, P_{sc} , de actuación simultánea y compatible,
- ◆ empuje de tierras sobre el trasdós del muro, E_T ,
- ◆ peso de tierras sobre la zapata posterior, P_b ,
- ◆ y empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós, E_a .

La posición de la sobrecargas será aquella que maximice las reacciones unitarias del terreno (sobrecargas verticales situadas en el tercio del cajón lado mar y en el relleno a partir de la vertical de la zapata posterior).

Para los cálculos se tomará como nivel de las aguas exteriores el correspondiente a la situación cuasipermanente de acuerdo con la ROM 0.2.90 [5] y la ROM 0.5 [7], y como nivel piezométrico en el relleno el compatible con dicho nivel. Se adoptará como nivel del agua en las celdas el de coronación.

Para el cálculo de P_c se adoptará la siguiente combinación de acciones:

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P'_r) + 1,00 \sum \psi_2 P_{sc,i} + 1,00 P_t + 1,00 \times E_T + 1,00 \times E_a$$

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata exterior (lado mar)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata exterior 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 exterior lado mar será:

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

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 calculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata posterior (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.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Cajón en servicio – DIQUES

Paredes exteriores

En el caso de diques, las paredes exteriores están sometidas a la acción de los empujes del relleno, e_r (efecto silo), el empuje hidrostático debido al desnivel de agua exterior e interior e_a (calculado con el mismo criterio que para muelles) y a la acción de oleaje que da lugar a dos hipótesis mutuamente excluyentes:

- ◆ Empujes debidos al seno de la ola cuasipermanente: e_{s0}
- ◆ Empujes debidos a la cresta de la ola cuasipermanente: e_{c0}

Por lo tanto para el dimensionamiento de las paredes exteriores, será necesario considerar dos combinaciones de acciones:

- ◆ Seno de ola: $E_{so} + E_r + E_a$
- ◆ Cresta de ola: $E_{co,cp} - E_r - E_a$

El empuje debido al seno y a la cresta de ola se calculará para la ola cuasipermanente.

Las dos combinaciones anteriores son **estados críticos** que deben calcularse siempre.

Paredes interiores

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

Únicamente deben considerarse los esfuerzos de tracción y compresión que les transmiten las paredes exteriores.

Los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos en servicio en las paredes exteriores obtenidos para la combinación cuasipermanente.

Este estado es **crítico** y deben comprobarse siempre.

Solera

Las combinaciones de cargas a considerar en ELS, para el armado de la solera, serán:

- a) Seno de la ola

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

siendo P_{oc} 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, $P_{so,s}$ la subpresión dinámica al paso del seno de la ola y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas considerada.

- b) Cresta de la ola

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

siendo P_{oc} 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, $P_{co,s}$ la subpresión dinámica al paso de la cresta de la ola y P_c la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas considerada.

El valor de la reacción del terreno P_c se calcula como la reacción resultante, admitiendo una distribución lineal, de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón: peso propio del cajón incluso superestructura, P_o , peso del agua en el interior de las celdas y sobre las zapatas, P_l y P_{lz} (8), empuje ascensional del agua, P_a (9), peso del relleno de celdas, P_r y P_{rf} , sobrecargas verticales y horizontales de uso y explotación sobre el dique, P_{sc} , de actuación simultánea y compatible, carga horizontal debida al empuje de la ola, para el seno E_{so} y para la cresta E_{co} , y subpresión dinámica del oleaje, para el seno $P_{so,s}$ y para la cresta $P_{co,s}$. En el caso

(8) Referido al nivel del mar adoptado.

(9) Referido al nivel del mar adoptado.

de diques trasdosados, será necesario tener en cuenta también el empuje de tierras en el trasdós y el peso de las tierras (E_t) que gravitan sobre la zapata posterior (P_t), así como el posible desnivel de aguas entre el trasdós y el nitrados E_d .

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata exterior (lado mar)

Las acciones que deben considerarse para la comprobación del ELS de la zapata exterior son las mismas que para la solera, teniendo en cuenta que, la situación crítica se produce para el seno de la ola.

Seno de la ola

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{Iz} - P_d) + 1,00 \times P_{so,s} - 1,00 \times P_c$$

El procedimiento de cálculo de P_c es el mismo que el descrito para el diseño de la solera, buscando la combinación de cargas 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. P_{Iz} es el peso de la columna de agua sobre la zapata exterior.

Se trata de **un estado crítico** y debe comprobarse siempre.

Zapata posterior (lado puerto)

Las acciones que deben considerarse para la comprobación del ELS de la zapata posterior son las mismas que para la solera, teniendo en cuenta que, la situación crítica se produce para la cresta de la ola.

Cresta de la ola

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{Iz} - P_d) - 1,00 \times P_{co,s} - 1,00 \times P_c$$

El procedimiento de cálculo de P_c es el mismo que el descrito para el diseño de la solera, buscando la combinación de cargas 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. P_{Iz} es el peso de la columna de agua sobre la zapata posterior.

Esta situación **es crítica** y debe comprobarse siempre.

6. MATERIALES

La determinación de la respuesta estructural debe realizarse utilizando valores de cálculo para las características de los materiales. La geometría a utilizar será siempre la definida en planos.

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 de este manual, como los cuantiles correspondientes a una probabilidad del 95% de ser excedidos por los materiales empleados en la construcción.

6.1.2. Valores de cálculo

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

Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos son los que se indican en la tabla 6.1.2.1.

Situación de Proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo γ_s
Persistente o transitoria	1,50	1,15
Accidental	1,30	1,00

Tabla 6.1.2.1. *Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos.*

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

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación se exponen algunas técnicas simplificadas para la modelización de cajones portuarios. En los anexos 1 y 2 se incluyen una serie de gráficos que permiten determinar los esfuerzos en los distintos elementos de un cajón para distintos estados de carga y parámetros de diseño.

7.1. Cajones para muelles

7.1.1. Fustes del cajón (paredes interiores y exteriores)

Las acciones que solicitan el fuste en los diferentes estados del cajón, desde su fabricación hasta su puesta en servicio, producen esfuerzos de flexión en planos horizontales. Tan solo en los empotramientos de las paredes exteriores e interiores en la solera del cajón se producen flexiones en planos verticales. En consecuencia las armaduras principales del fuste del cajón son horizontales y las verticales son tan solo armaduras de reparto, cuya cuantía no procede de un cálculo específico, salvo en el empotramiento de las paredes con la solera.

La constatación de este hecho permite un cálculo simplificado del cajón que da resultados suficientemente aproximados y que han sido verificados ampliamente por la experiencia.

Para el cálculo de armaduras horizontales en el fuste es suficiente con estudiar una sección horizontal del mismo, de 1 m de altura, solicitada por un estado de cargas de valor unitario o 10 veces superior. Los resultados así calculados son fácilmente extrapolables a los valores reales de las cargas, variables con la altura del cajón. Lo usual es realizar el estudio mediante ordenador con un programa para cálculo de estructuras.

Para el cajón con aligeramientos circulares, se podrá utilizar para la determinación de esfuerzos en el plano horizontal un análisis por elementos finitos plano considerando una carga unitaria, simétrica en el caso de muelles o asimétrica en el cálculo de diques. En el anexo 2, se incluyen estos dos casos.

Las armaduras verticales, como ya se ha dicho, no se determinan por un cálculo específico y suele ser habitual disponer la cuantía mínima en toda la altura del fuste. Estas armaduras deben reforzarse en la unión del fuste con la solera. Para el cajón con aligeramientos cuadrados –ver fig.7.1.1.1– es suficiente realizar un estudio en que las paredes se asimilan a losas empotradas en tres bordes, solera y paredes contiguas perpendiculares, y borde superior libre. De este cálculo interesan los momentos flectores en planos verticales (momentos de eje horizontal) tanto en el empotramiento como en el vano. Los momentos verticales (de eje horizontal) se hacen prácticamente nulos a una distancia igual al ancho de la placa contada desde el empotramiento con la solera. Para el cajón con aligeramientos circulares se pueden hacer simplificaciones conservadoras y hacer un estudio análogo al indicado para los cajones con aligeramientos cuadrados.

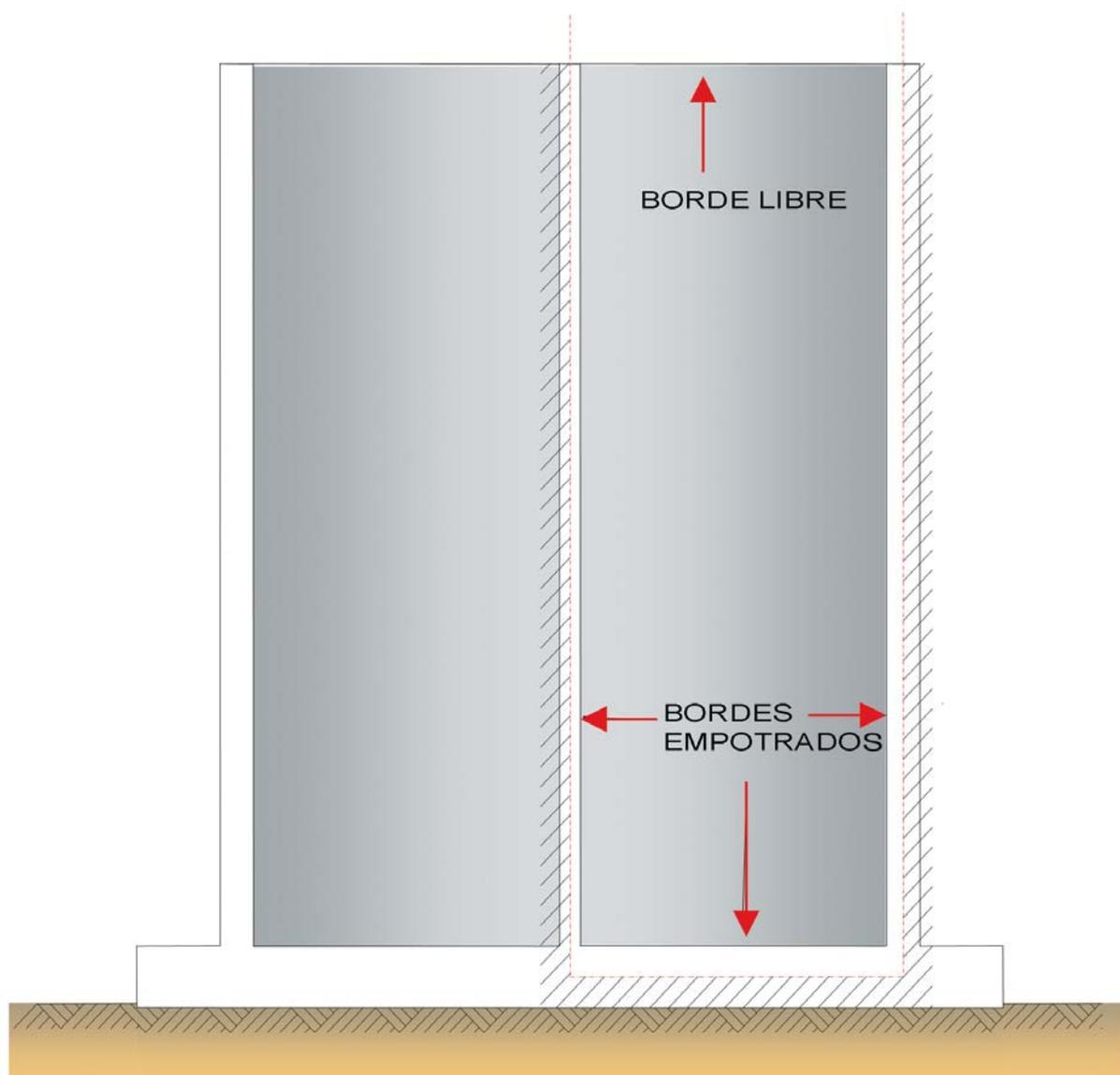


Figura 7.1.1.1 Esquema de cálculo para armaduras verticales – Losa empotrada en tres bordes.

Para el cajón en servicio, ver fig.7.1.1.2 los empujes de tierras y sobrecargas, dan lugar a un estado tensional que origina tracciones en dirección vertical en la parte posterior del cajón. Sin embargo, estas tensiones quedan prácticamente compensadas por el peso propio del hormigón y el peso del relleno en las

celdas que se canaliza a través de las paredes al estar dicho relleno ensilado. Este estado no es necesario comprobarlo, y de hecho en la práctica no se comprueba, y, por tanto, no requiere un refuerzo adicional de la armadura calculada, todo esto, siempre en el supuesto de que, los cajones para muelles se arman de forma simétrica.

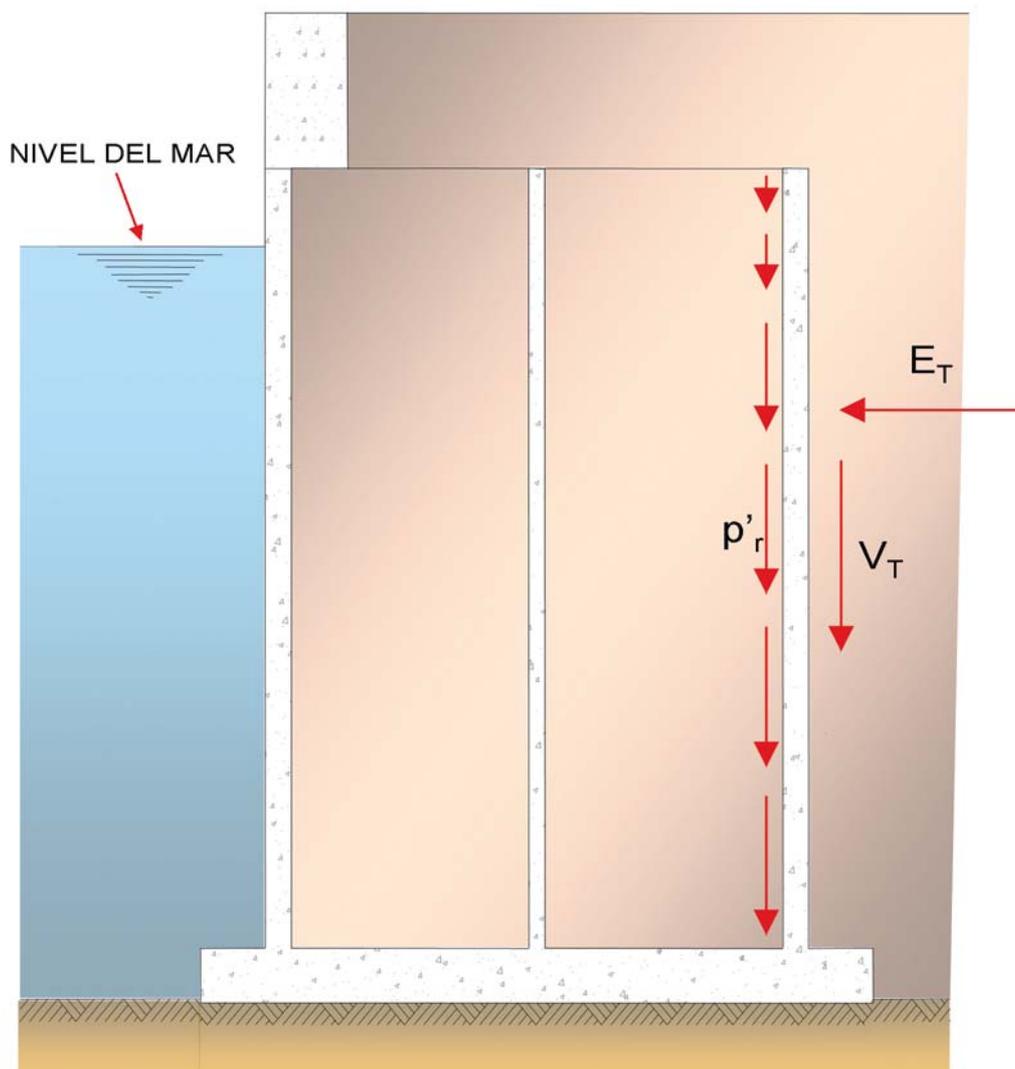


Figura 7.1.1.2 Solicitaciones de compresión en la pared interior.

7.1.2. Solera

Para el estudio de esfuerzos de flexión y corte en la solera es norma habitual considerarla compuesta por losas empotradas en las paredes interiores y/o exteriores que las delimitan. La losa que debe comprobarse siempre es la que soporta la mayor reacción del terreno, tal como se indica en la fig.7.1.2.1. La losa se considera empotrada en los ejes de las paredes que la delimitan. Las armaduras así calculadas se dispondrán uniformemente en toda la solera salvo que las cuantías de las armaduras sean elevadas, y se haga un estudio más detallado que permita disponer armaduras diferentes, según zonas, en base a la reacción máxima que actúa en cada una de ellas.

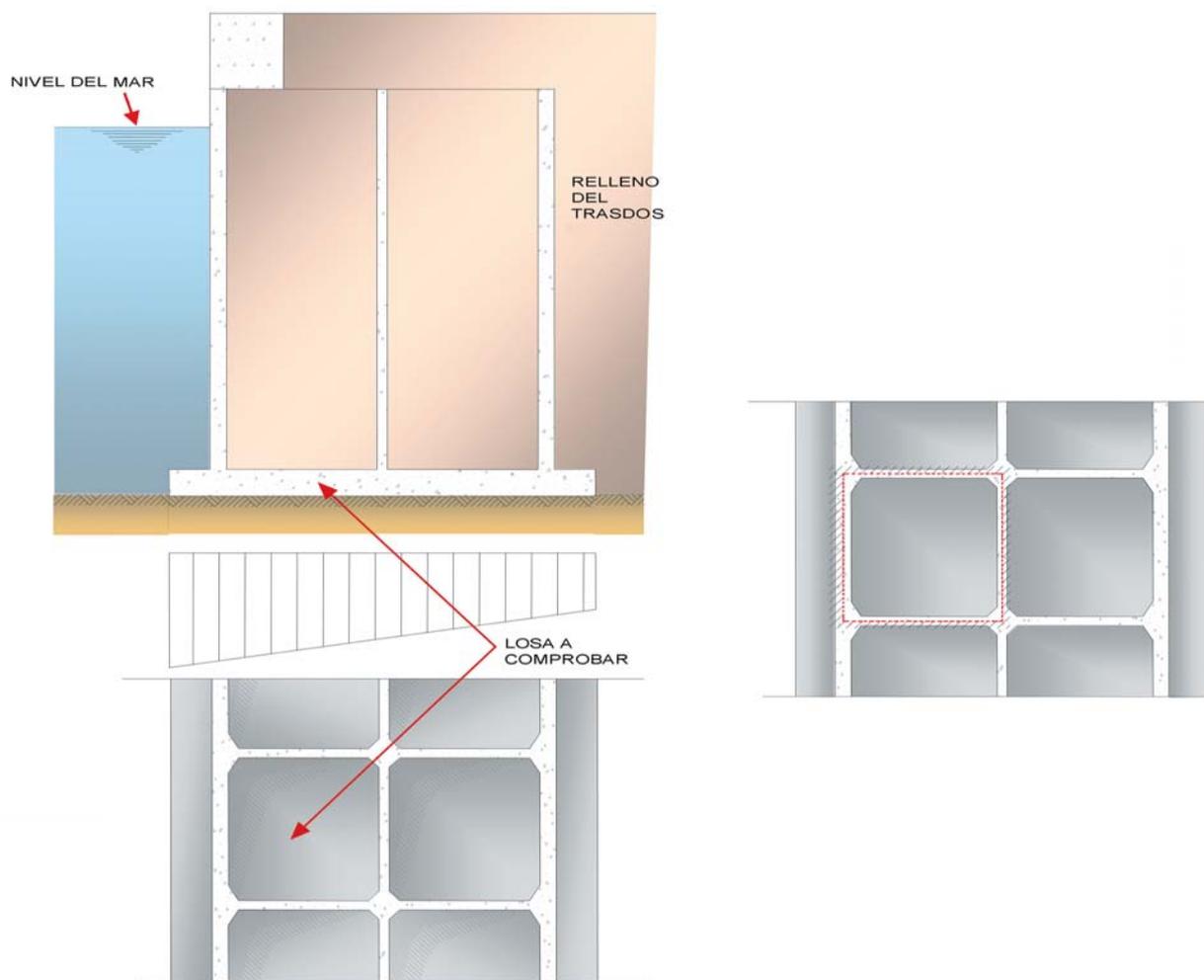


Figura 7.1.2.1 Análisis estructural de la solera.

7.1.3. Zapatas

Las zapatas se estudiarán como ménsulas empotradas a una distancia del 15% del espesor de la pared exterior del cajón medida desde la cara exterior de la misma. Como alternativa se podrá plantear un modelo de bie-las y tirantes, considerando que la reacción se transmite al eje de la pared.

7.2. Cajones para diques

7.2.1. Fuste del cajón (paredes exteriores e interiores)

El análisis estructural a realizar es idéntico al indicado para muelles salvo para el cajón en servicio solicitado por el oleaje.

En este caso y dado que los empujes horizontales son mayores que los que solicitan a los muelles, actúan con mayor brazo con respecto a la base del cajón y son oscilantes conviene hacer un estudio en alzado del cajón.

Con este fin es suficiente, en caso del cajón con aligeramientos cuadrados estudiar una sección en I con su base empotrada en la solera del cajón solicitada por las cargas horizontales correspondientes a la anchura de una celda del cajón, concentrada en el alma de la I, tal como se indica en la fig. 7.2.1.1, tanto para la cresta como para el seno de la ola. En el caso del cajón con aligeramientos circulares puede hacerse un esquema análogo.

El cálculo así realizado es válido para la determinación en servicio de las armaduras verticales en las paredes exteriores e interiores y armaduras horizontales en paredes interiores. La armadura vertical así calculada tendrá que complementarse con la necesaria para resistir los esfuerzos de flexión inducidos por las cargas directas sobre las paredes tal como se ha indicado en el punto 7.1.1.

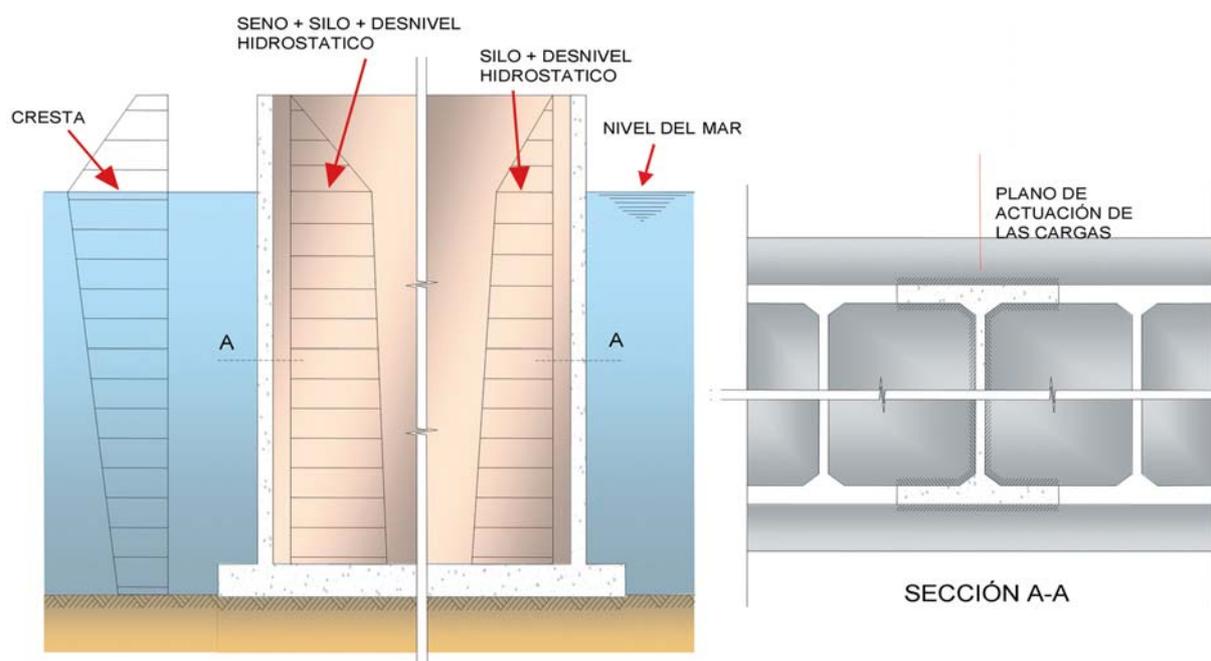


Figura 7.2.1.1 Esquema estructural para el estudio del cajón en alzado.

7.2.2. Solera

El modelo estructural es el que se ha indicado en 7.1.2. En el caso de diques está totalmente justificado hacer un estudio diferenciado de distintas zonas de la solera en función de la envolvente de presiones máximas en la misma.

7.2.3. Zapatas

Se estudiarán como ménsulas, tal como se ha indicado en 7.1.3.

8. DURABILIDAD

8.1. Generalidades

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Una estructura durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad debe tener en cuenta que en una estructura puede haber diferentes elementos estructurales sometidos a distintos tipos de ambiente (por ejemplo zona permanentemente sumergida y zona situada en la zona de salpicadura).

El tipo ambiente viene definido por la combinación de:

- ◆ Una clase general de exposición frente a la corrosión de las armaduras.
- ◆ Las clases específicas de exposición relativas a otros procesos de degradación.

Los cajones portuarios de hormigón estructural podrán estar sometidos a las siguientes subclases generales de exposición:

- ◆ IIIb: exposición marina sumergida. Es la que corresponde a elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.
- ◆ IIIc: exposición marina en zona de carreras de mareas, y/o de salpicaduras.

Adicionalmente, los cajones portuarios podrán estar sometidos a las siguientes clases específicas de exposición:

- ◆ Qb: exposición química agresiva media. Son los elementos en contacto con agua de mar. En todos los casos, los cajones portuarios están sometidos a esta exposición.
- ◆ E: exposición a la erosión. Son los elementos sometidos a desgaste superficial, debido a fuertes oleajes. Es el caso de la pared exterior solicitada por el oleaje en los cajones para diques.

Ejemplo: cajones de hormigón armado para la construcción de un dique portuario.

Paredes expuestas al oleaje:

- ◆ Area Sumergida:
 - ▶ Clase general de exposición: IIIb.
 - ▶ Clases específicas de exposición: Qb + E.
 - ▶ Tipo de ambiente: IIIb + Qb + E.
- ◆ Area Emergida:
 - ▶ Clase general de exposición: IIIc.
 - ▶ Clases específicas de exposición: Qb + E.
 - ▶ Tipo de ambiente: IIIc + Qb + E.

8.1.1. Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto

El proyecto de un cajón portuario de hormigón estructural debe incluir las medidas necesarias para que se alcance la vida útil acordada en un ambiente marino, tanto en la zona sumergida del cajón como en la zona de salpicadura.

8.1.2. Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución

La buena calidad de la ejecución de la obra y, especialmente, del proceso de curado tiene una influencia decisiva para conseguir una estructura durable.

8.2. Estrategia para la durabilidad

8.2.1. Prescripciones generales

La estrategia de durabilidad debe incluir, al menos, los siguientes aspectos:

- a) Consecución de una adecuada calidad del hormigón, especialmente en su capa exterior.
- b) Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras.
- c) Control del valor máximo de abertura de fisura.

8.2.2. Prescripciones relativas a la calidad del hormigón

El hormigón utilizado en la construcción de cajones portuarios de hormigón estructural deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- ◆ Selección de componentes acorde con lo indicado en los artículos 26 a 36 de la Instrucción de hormigón estructural EHE [1].
- ◆ Dosificación adecuada.
- ◆ Puesta en obra correcta.
- ◆ Curado del hormigón adecuado.
- ◆ Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.

8.2.3. Recubrimientos

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie de hormigón más cercana.

Los recubrimientos mínimos deberán respetar los siguientes límites:

- ◆ Para las armaduras verticales, el recubrimiento deberá ser superior o igual al diámetro de la barra y a 0.80 veces el tamaño máximo del árido. Para las armaduras horizontales el recubrimiento deberá ser superior o igual al diámetro de la barra y a 1.25 veces el tamaño máximo del árido.
- ◆ El recubrimiento nominal no será en ningún caso inferior a 60 mm en la armadura exterior de las paredes directamente expuestas a la acción del mar ni inferior a 40 mm en el resto de los elementos que forman el cajón (incluyendo la armadura interior de las paredes exteriores).
- ◆ El recubrimiento de barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medido en dirección perpendicular al plano de la curva (recubrimiento lateral)

8.2.4. Separadores

Los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes separadores colocados en obra. Estos calzos o separadores deberán disponerse en la solera con una separación máxima del menor valor entre 50cm y 50ϕ , siendo ϕ el diámetro de la barra a la que se fija el separador.

Estos separadores deberán ser de hormigón o mortero de una calidad comparable, en términos de resistencia, permeabilidad, higroscopicidad y dilatación térmica al hormigón utilizado para la fabricación del cajón.

En alzado, no es posible cuando se desliza el cajón el uso de separadores normales. Por ello, se suelen disponer separadores unidos rígidamente a los encofrados deslizantes como el que los que se muestra en la figura 8.2.4.1 y en la foto 8.2.4.1.

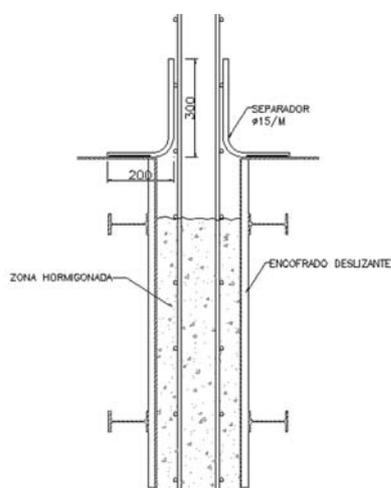


Figura 8.2.4.1 Separadores utilizados para la armadura de los fustes.

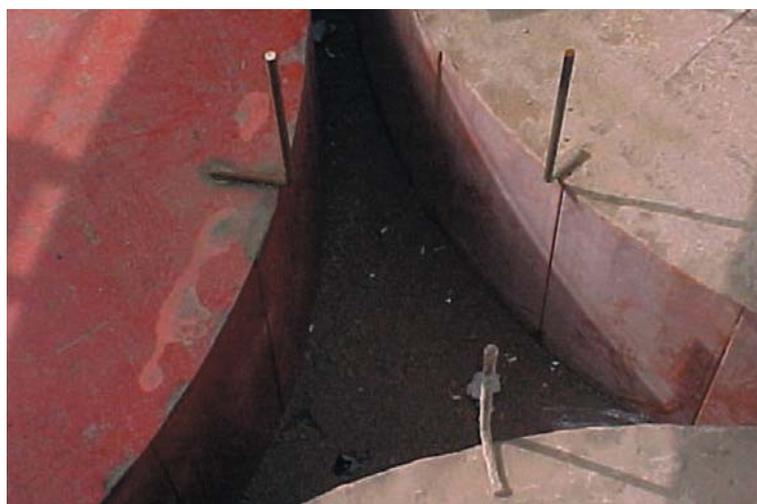


Foto 8.2.4.1 Separadores para un cajón deslizado con celdas circulares.

8.3. Durabilidad del hormigón

El hormigón utilizado en la fabricación de cajones portuarios deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- ◆ La relación agua/cemento será inferior o igual a 0,50.
- ◆ El contenido mínimo de cemento será de 350 kg/m³.
- ◆ La resistencia mínima del hormigón será de 35 MPa.
- ◆ Se utilizarán cementos resistentes frente al ataque del agua de mar (MR), de acuerdo con la norma UNE 80303-2:2001 (ver tabla 8.3.1.1).
- ◆ En diques se utilizarán áridos resistentes a la erosión.

En el caso de cementos con adiciones, a efectos de cálculo del contenido de cemento, se considerará un valor de C+KF, siendo C el contenido de cemento, F el contenido de adición en kg/m³ y K el factor de eficacia. Igualmente, a efectos del cumplimiento de la relación agua/cemento, se considerará la relación A/(C+KF). En el caso de cenizas volantes, K no podrá tomarse mayor de 0,3 a no ser que la Dirección de Obra autorice un valor mayor, que no podrá, en todo caso, exceder 0,5. En el caso de humo de sílice, el valor de K no será superior a 2. En todo caso, C no podrá ser nunca inferior a 250 kg/m³.

Además de comprobar que se cumplen los requisitos de contenido mínimo de cemento y relación máxima agua/cemento, se comprobará la impermeabilidad al agua del hormigón mediante el ensayo de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según UNE-EN 12390-8:2001. Este ensayo será un requisito obligatorio para la aprobación de la dosificación a utilizar en las obras de cajones portuarios.

Para que la dosificación propuesta pueda considerarse adecuada se tendrán que cumplir los siguientes requisitos:

- ◆ La profundidad máxima de penetración del agua deberá ser menor de 50 mm.
- ◆ La profundidad media de penetración del agua deberá ser menor de 30 mm.

Tipo de cemento	%C3A	%C3A + C4AF
CEM I	≤ 5	≤ 22
CEM II/A-S	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-S	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-D	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-P	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-P	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-V	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-V	≤ 8	≤ 25
CEM III/A	≤ 10	≤ 25
CEM III/B		Son siempre resistentes
CEM IV/A	≤ 8	≤ 25
CEM IV/B	≤ 10	≤ 25
CEM V/A	≤ 10	≤ 25

Tabla 8.3.1.1. Cementos resistentes al agua de mar [15].

Para garantizar una resistencia adecuada frente a la erosión (diques), será necesario tomar las siguientes medidas adicionales:

- ◆ En la medida de lo posible, el árido fino a emplear en la elaboración del hormigón será de cuarzo u otro material con una dureza superior o igual a éste.
- ◆ El árido grueso deberá tener un coeficiente de Los Ángeles inferior a 30.
- ◆ El contenido de cemento máximo estará limitado en función del tamaño máximo del árido de acuerdo con:
 - ▶ Para $d_{máx} = 10 \text{ mm}$, $C \leq 400 \text{ kg/m}^3$
 - ▶ Para $d_{máx} = 20 \text{ mm}$, $C \leq 375 \text{ kg/m}^3$
 - ▶ Para $d_{máx} = 40 \text{ mm}$, $C = 350 \text{ kg/m}^3$ (salvo que esto sea incompatible con la resistencia mínima exigida al hormigón).

Resulta además necesario garantizar la ausencia de una reacción álcali-árido. Para ello, se podrán adoptar las siguientes medidas:

- ◆ Empleo de áridos no reactivos ensayados de acuerdo con UNE I 46507:99 EX Parte 2.
- ◆ Empleo de cementos con un contenido de alcalinos, expresado en términos de óxido de sodio equivalente ($0.685K_2O+Na_2O$) inferior al 0,60% del peso de cemento.

En el caso de no ser posible la utilización de componentes que cumplan las prescripciones anteriores, se deberá realizar un estudio experimental específico sobre la conveniencia de adoptar una de las siguientes medidas:

- ◆ Empleo de cementos con adiciones, salvo las de filler calizo, según la UNE 80301:96 y la UNE 80307:96.
- ◆ Empleo de adiciones al hormigón, según lo especificado el apartado 29.2 de la EHE.

En estos casos, puede estudiarse también la conveniencia de adoptar un método de protección adicional por impermeabilización superficial.

8.4. Corrosión de las armaduras

Para evitar la corrosión de las armaduras será necesario, además de cumplir los requisitos de 8.3, cumplir que la concentración total de ión cloruro en el hormigón sea inferior a 0,4% en peso de cemento.

8.5. Medidas especiales de protección

Las condiciones expuestas en los apartados anteriores garantizan una durabilidad adecuada para una vida útil de 50 años. En el caso en que la propiedad considere necesario especificar una vida útil superior a este valor, será necesario tomar medidas adicionales. Entre las posibles medidas pueden destacarse las siguientes:

- ◆ Protección catódica.
- ◆ Uso de armaduras galvanizadas.
- ◆ Uso de armaduras con protección de resina epoxi.
- ◆ Incremento del recubrimiento mínimo.
- ◆ Aplicación de revestimientos superficiales específicos para la protección del hormigón.
- ◆ Inhibidores de corrosión.

9. CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

9.1. Estados límite últimos

9.1.1. Estado Límite de Equilibrio

En el caso de cajones portuarios, debe comprobarse la estabilidad de la estructura tanto en términos de vuelco como en términos de deslizamiento. Esta situación deberá tenerse en cuenta especialmente en

situaciones accidentales (sismo). La verificación de estos estados límite se hará de acuerdo con la normativa ROM 0.5 [7]

En caso de sismo y si el terreno es arenoso, se estudiará además el riesgo de licuefacción.

9.1.2. Estado Límite de Estabilidad en Flotación

Durante el transporte del cajón desde su lugar de fabricación a su destino, éste deberá tener una estabilidad naval adecuada. Esta condición puede ser determinante a la hora de establecer las dimensiones del cajón.

La condición de estabilidad naval viene dada por (10): (ver fig.9.1.2.1)

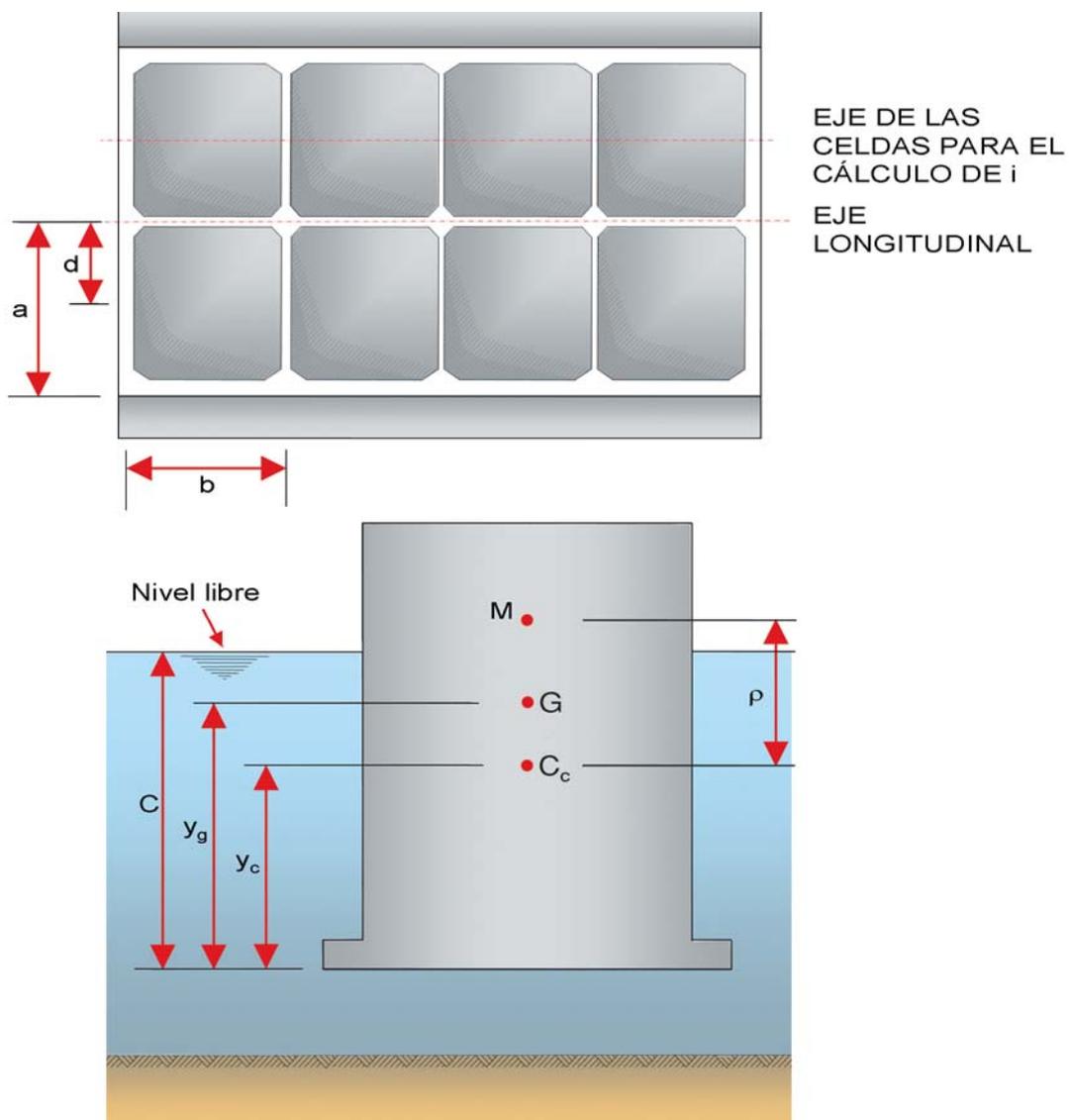


Figura 9.1.2.1 Definición de datos básicos para la determinación de la estabilidad naval del cajón.

(10) La formulación que se presenta en este apartado es válida únicamente para situaciones con escoras pequeñas.

$$\rho + \gamma_c - \gamma_G = \overline{GM} \geq 0$$

siendo:

- ρ radio metacéntrico
- γ_G distancia del centro de gravedad del cajón a su base.
- γ_C distancia del centro de carena (centro de gravedad del líquido desplazado) del cajón a su base.
- G posición del centro de gravedad (centro de masas de hormigón más lastre)
- M posición del metacentro
- C_C posición del centro de carena

Por cuestiones de seguridad, \overline{GM} debe adoptar un valor mínimo de 0,30 m en aguas abrigadas y 0,50 m en aguas abiertas mientras el cajón se desplace.

La determinación del centro de gravedad es una cuestión geométrica una vez definidas las formas del cajón y el peso de los lastres que se utilicen.

El centro de carena es el centro de gravedad del volumen desplazado por el cajón cuando está flotando. Para su determinación es necesario conocer el calado del cajón, que puede calcularse mediante la expresión:

$$c = \frac{p - v_z \gamma_w}{\gamma_w \times SF}$$

siendo:

- p peso del cajón, más el peso de los lastres (kN).
- v_z volumen de las zapatas (m^3).
- γ_w peso específico del agua de mar (kN/ m^3).
- SF área de la sección recta del fuste (m^2).

El radio metacéntrico se calcula mediante la expresión:

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

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).

Si se utilizan lastres líquidos hay que efectuar una corrección en el momento de inercia a considerar para el cálculo del radio metacéntrico, diferenciando si las celdas están incomunicadas o comunicadas entre sí.

Celdas incomunicadas

$$I_e = I - \sum i$$

siendo:

- I_e momento de inercia a considerar para calcular ρ
- i momento de inercia de las celdas lastradas con respecto a un eje paralelo al longitudinal del cajón pasando por el c.d.g. del área de las celdas.

Celdas comunicadas

$$I_e = I - \sum I_l$$

siendo:

- I_e momento de inercia a considerar para calcular ρ .
- I_l momento de inercia de las celdas lastradas con respecto al eje longitudinal del cajón.

Para ambos casos

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

Es habitual que en la botadura y transporte de los cajones, en caso de necesitar lastre para que sean estables, se utilicen lastres líquidos. Inicialmente las celdas son estancas con lo que la disminución de inercia del área de flotación se corresponde con el caso de celdas incomunicadas. A partir de una cierta altura de lastre en las celdas, del orden de 2 a 3 m, el centro de gravedad y el centro de carena se han aproximado lo suficiente para que las celdas puedan comunicarse, ya que la disminución del radio metacéntrico queda suficientemente compensada por la aproximación del centro de gravedad y del centro de carena.

Con esta medida se evita que, entre celdas contiguas, se produzcan desniveles de agua superiores a los previstos en el diseño. Sin embargo siempre es conveniente mantener incomunicadas las celdas en las esquinas del cajón para poder corregir posibles escoras.

9.1.3. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Definición de la sección

Dimensiones de la sección – sección resistente

En el caso de secciones de elementos estructurales de cajones, la sección resistente se considerará igual a la sección geométrica.

Hipótesis básicas

Para la determinación de la capacidad resistente última de las secciones frente a solicitaciones normales, se admitirán las hipótesis siguientes:

- a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación (ver Fig. 9.1.3.1).
- b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- c) Las deformaciones ϵ_s en las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve (adherencia perfecta).
- d) Como ecuación constitutiva del hormigón podrá tomarse el diagrama parábola-rectángulo, el diagrama rectangular o un diagrama tipo Sargin. A efectos de la capacidad frente a tensiones normales, se tomará una resistencia a tracción nula. Como ecuación constitutiva del acero, se considerará un diagrama bilineal.

- e) 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 distintos elementos que forman la estructura de un cajón portuario –losa de cimentación, paredes exteriores y paredes interiores– son elementos que funcionan fundamentalmente a flexión, y que en algún caso (tabiques interiores y paredes exteriores) pueden estar sometidos a tracciones.

Por ello, los planos de rotura a considerar son solamente aquellos que pasan por los pivotes A y B (dominios 1, 2, 3 y 4).

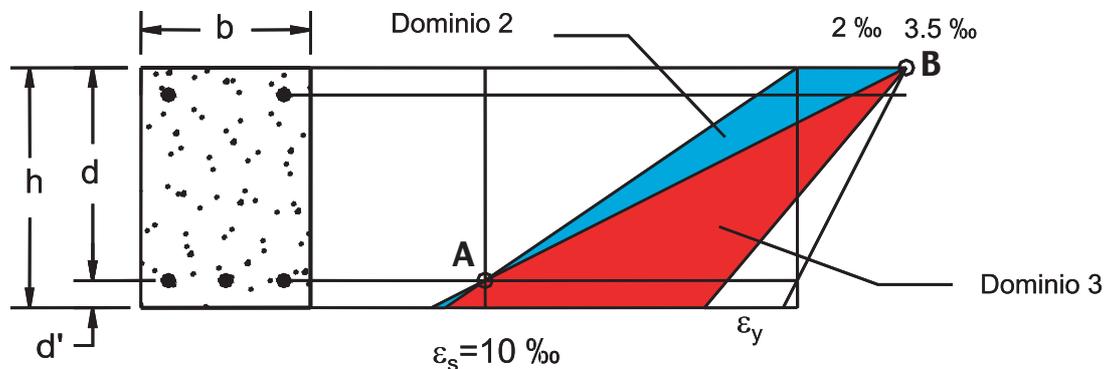


Figura 9.1.3.1 Posibles planos de agotamiento para los elementos estructurales que forman un cajón portuario.

Adicionalmente, debido a que las cuantías que se utilizan en este tipo de estructuras son muy pequeñas y las tracciones que se pueden dar son también reducidas, los dominios que son de aplicación en la gran mayoría de los casos serán los dominios 2 y 3.

Dimensionamiento o comprobación de secciones

A partir de las hipótesis básicas definidas anteriormente, es posible plantear las ecuaciones de equilibrio de la sección, que constituyen un sistema de ecuaciones no lineales.

En el caso de dimensionamiento, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición de la armadura, las características de los materiales y los esfuerzos de cálculo y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y la cuantía de armadura.

En el caso de comprobación, se conocen la forma y las dimensiones de la sección de hormigón y la cuantía de armadura y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y los esfuerzos resistentes de la sección.

Dimensionamiento directo

En el caso de cajones portuarios, debido a la baja cuantía de armadura, se puede afirmar que en todos los casos la rotura se producirá con la armadura de la cara traccionada plastificada. Se distinguen dos casos: flexión pura y flexo tracción.

Caso 1. Elementos sometidos a flexión pura (cimentación) o a flexocompresión con nivel de compresión pequeño (II).

En estos casos, se define la cuantía de armadura y el momento reducido de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 U_0 &= 0,85f_{cd}bd \\
 \omega &= \frac{A_s f_{yd}}{U_0} \\
 \mu &= \frac{M_d}{U_0 d}
 \end{aligned}
 \tag{ec 9.1.3.1}$$

La cuantía de armadura necesaria para resistir un momento reducido μ vendrá dada por la expresión:

$$\omega = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)
 \tag{ec 9.1.3.2}$$

Esta relación, que resulta válida **siempre que ω sea menor de 0.5, o, lo que es lo mismo, $\mu < 0.375$** , se representa gráficamente en la figura 9.1.3.2

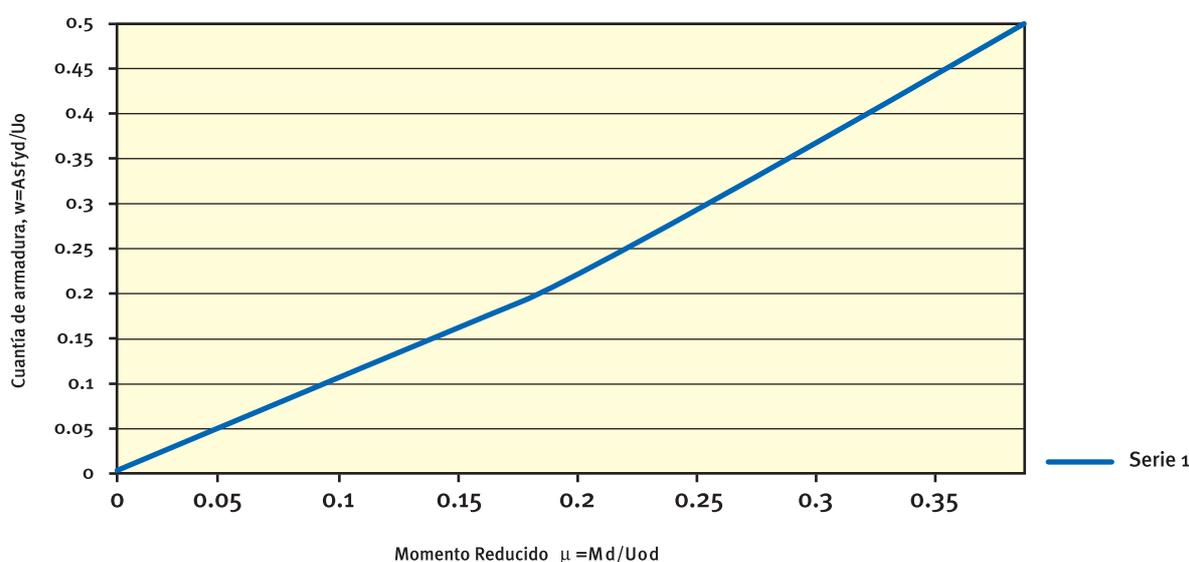


Figura 9.1.3.2 Ábaco de dimensionamiento/comprobación para flexión simple

Caso 2. Elementos sometidos a flexotracción

En el caso de elementos sometidos a flexotracción, la armadura de la cara traccionada se puede determinar como suma de la obtenida para el caso de flexión simple más un suplemento de armadura que viene dado por la expresión siguiente:

(II) En caso de elementos sometidos a flexión compuesta se desprecia el efecto favorable de la compresión en el dimensionamiento de la armadura de flexión.

$$\omega^a = \frac{A_s^a f_{yd}}{U_0} = \frac{N_d}{2U_0} = \frac{v}{2} \quad (\text{ec } 9.1.3.3)$$

Por lo tanto en este caso la armadura total de la cara traccionada será:

$$\omega = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) + \frac{v}{2} \quad (\text{ec } 9.1.3.4)$$

Caso 3. Elementos sometidos a tracción compuesta

En elementos sometidos a tracción compuesta, además de disponer una armadura en la cara más traccionada que se puede determinar a partir de la ecuación 9.1.3.5, será necesario disponer una armadura en la cara menos traccionada que se puede calcular a partir de la ecuación 9.1.3.6.

$$\omega = \frac{N_d}{2U_0} + \frac{M_d}{(d-d')U_0} = \frac{v}{2} + \mu \frac{d}{d-d'} \quad (\text{ec } 9.1.3.5)$$

$$\omega' = \frac{A_s' f_{yd}}{U_0} = \frac{N_d}{2U_0} - \frac{M_d}{(d-d')U_0} = \frac{v}{2} - \mu \frac{d}{d-d'} \quad (\text{ec } 9.1.3.6)$$

Comprobación directa

En el caso de comprobación, también debido a la baja cuantía de armadura, la armadura de tracción se plastificará en todos los casos (planos de rotura en dominios 2 o 3). Por lo tanto, dada una cuantía (y en su caso un axil) el momento último correspondiente también se puede determinar a partir de las expresiones expuestas en el párrafo anterior para el dimensionamiento de la armadura de la cara más traccionada. En el caso de tracción compuesta no sería de aplicación la expresión de la ecuación 9.1.3.6 debido a que la armadura de la cara menos traccionada podría no estar plastificada.

Disposiciones relativas a las armaduras

Generalidades

La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, deberá quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas cumpla la siguiente limitación:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Flexión simple o compuesta

$$A_s f_{yd} \geq 0,04 f_{cd} b h \quad (\text{ec } 9.1.3.7)$$

Si al dimensionar la armadura principal de flexión, el valor resultante A_s es tal que no se cumple la desigualdad de la ecuación 9.1.3.7, será necesario disponer una armadura αA_s , siendo α el factor definido en la ecuación 9.1.3.8.

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s f_{yd}}{b h \times f_{cd}} \quad (\text{ec } 9.1.3.8)$$

En las expresiones anteriores, f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero y f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón.

Tracción simple o compuesta

$$A_s f_{yd} \geq 0,20 f_{cd} b h \quad (\text{ec } 9.1.3.9)$$

En el caso de los tabiques interiores o paredes exteriores en los cuales se pueden producir situaciones de tracción pura o tracción compuesta, si la armadura estricta que se obtiene del dimensionamiento, A_s , no cumple la condición de la ecuación 9.1.3.9, será necesario disponer una armadura $\alpha_T A_s$, siendo α_T el factor definido en la ecuación 9.1.3.10.

$$\alpha_T = 1,5 - 2,5 \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd} b h} \quad (\text{ec } 9.1.3.10)$$

Cuantías geométricas mínimas

En dirección horizontal, tanto en la base del cajón (solera y zapatas) como en las paredes exteriores e interiores de los cajones deberá disponerse una cuantía mínima repartida entre las dos caras de la sección del 4% en el caso de un acero B400S y del 3,2% en el caso de un acero B500S.

No será necesario respetar este valor de armadura mínima si se puede demostrar que la sección no se fisura por acción de las deformaciones impuestas no tenidas en cuenta en el cálculo, considerando como resistencia a tracción su valor mínimo característico:

$$f_{ct,0.05} \left(f_{ct,0.05} [\text{MPa}] = 0,2 \sqrt[3]{f_{ck}^2 [\text{MPa}]} \right)$$

9.1.4. Estado límite de agotamiento frente a cortante

Definición de la sección de cálculo

Para los cálculos correspondientes al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales.

Esfuerzo cortante efectivo

En el caso de los elementos resistentes de cajones portuarios, el esfuerzo cortante efectivo es igual al esfuerzo cortante exterior.

Comprobaciones que hay que realizar

Por tratarse de elementos que generalmente se diseñan sin armadura de cortante, la rotura por compresión excesiva de la biela no resulta condicionante en esta tipología estructural. Por ello, será suficiente con comprobar la condición de agotamiento por tracción del alma:

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

Esta comprobación a cortante se hará a **1,5 cantos útiles** de la sección correspondiente al borde del apoyo en elementos de canto constante (base del cajón).

En el caso de nudos acartelados, la sección de control dependerá de la geometría de la cartela y se definirá a partir del criterio indicado en la figura 9.1.4.1. El ángulo de la biela no podrá exceder una inclinación 1.50H:1V.

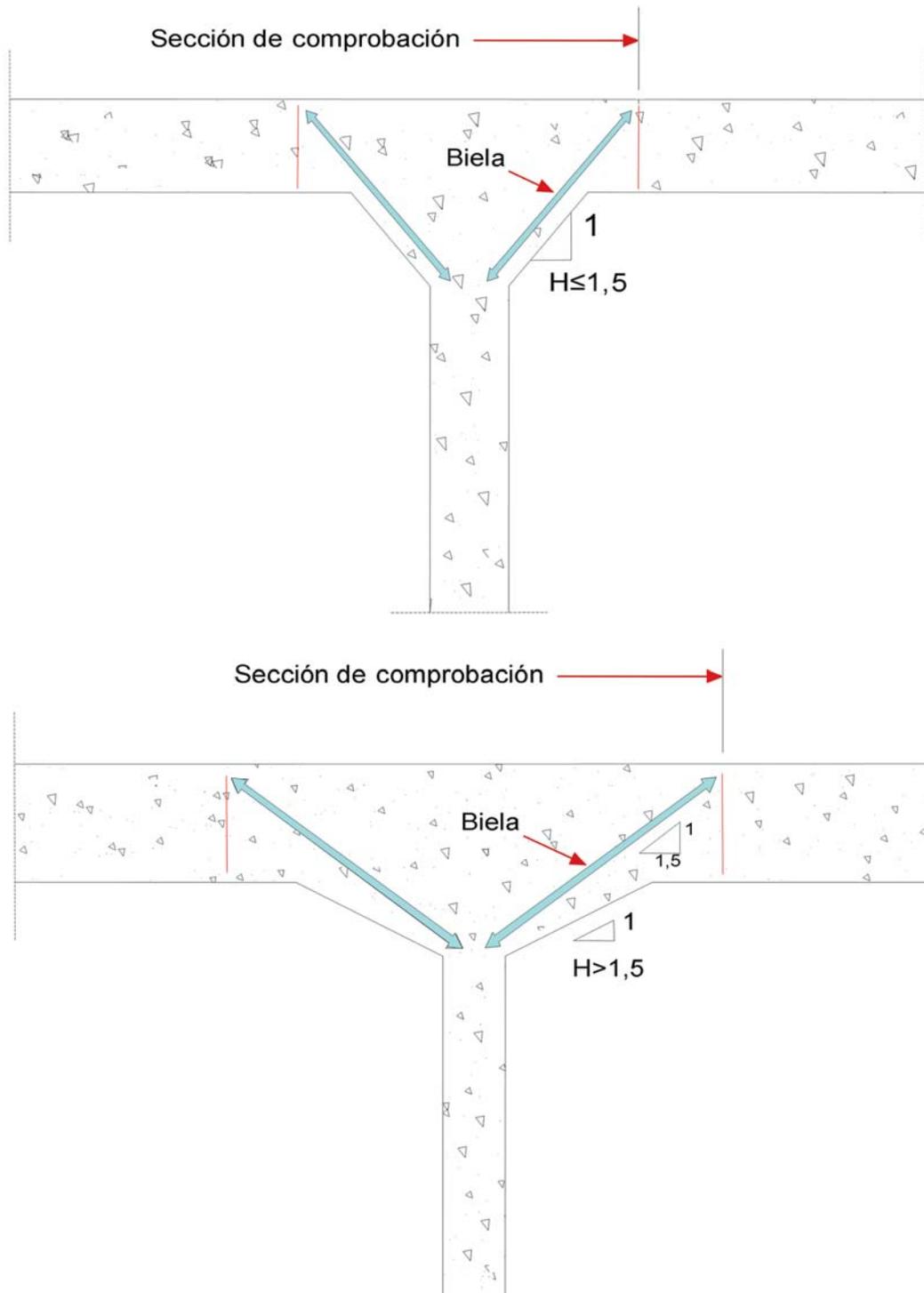


Figura 9.1.4.1 Definición de la sección de control para la comprobación a cortante en nudos acartelados.

Obtención de V_{u2}

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma viene dado por:

$$V_{u2} [MN] = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} \right) \left(100 f_{ck} [MPa] \rho_1 \right)^{1/3} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] b [m] d [m]$$

ρ_1 es la cuantía de armadura longitudinal traccionada anclada eficazmente a una distancia igual o mayor de d a partir de la sección de estudio:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{bd} \leq 0,02$$

σ'_{cd} es la tensión producida por axil de cálculo existente en el elemento considerado.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{bh}$$

En general, no resulta necesario disponer armadura de cortante en elementos de esta tipología estructural. Si, en algún caso excepcional ello fuera necesario, el diseño de la armadura transversal se hará de acuerdo con el artículo 44.2.3.2.2 de la EHE.

9.2. Estados límite de servicio

9.2.1. Estado límite de fisuración

Fisuración por solicitaciones normales

El tipo de fisuración que puede darse en estructuras de cajones portuarios corresponde a una fisuración por esfuerzos de tracción debidos a acciones exteriores.

Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente desigualdad:

$$w_k \leq w_{max}$$

donde:

- w_k abertura de fisura característica
- w_{max} abertura máxima de fisura admisible

Valores máximos de la abertura de fisura

La abertura de fisura se comprobará para la situación cuasipermanente (ver combinaciones definidas en 5.6.2)

La máxima abertura de fisura admisible será de 0,10 mm en la zona de salpicadura y 0,20 mm en la zona sumergida. La zona de salpicadura se define como la zona de la cara exterior de la pared exterior comprendida entre coronación y la cota -5,0 respecto del nivel medio del mar.

Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = 1,7s_m \varepsilon_{sm}$$

s_m es la separación media entre fisuras y se calcula a partir de la expresión siguiente:

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

siendo:

- c recubrimiento geométrico de las armaduras.
- s distancia entre ejes de barras longitudinales.
- k_l coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección de valor:

$$k_l = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1}$$

En el caso habitual en que no esté traccionada toda la sección $k_l = 0,125$.

- ϕ Diámetro de la barra traccionada más gruesa.
- A_s Armadura situada en la cara traccionada.
- $A_{c,eficaz}$ Área de hormigón traccionado en torno a cada barra. Esta área se puede determinar como un área en torno a la barra de $7,5\phi$ de lado respetando las siguientes condiciones:
 - No se admiten solapes entre al área correspondiente a una barra con las barras contiguas.
 - No se admite que el área se salga de la sección real de hormigón.
 - La altura del área eficaz debe ser menor que la cuarta parte del canto.

Estas condiciones quedan sintetizadas en la figura 9.2.1.1.

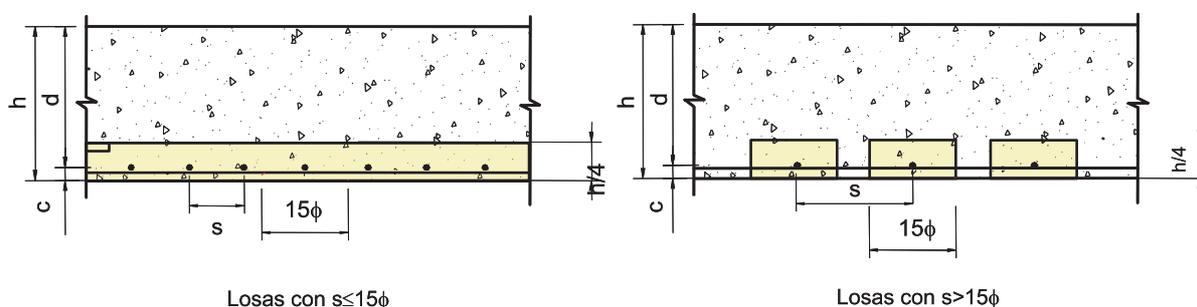


Figura 9.2.1.1 Definición de la sección eficaz.

La separación media entre fisuras puede determinarse de forma aproximada para elementos sometidos a flexión simple o compuesta a partir de los gráficos de las figuras 9.2.1.2 (base del cajón), 9.2.1.3 (pared exterior) y 9.2.1.4 (pared interior).

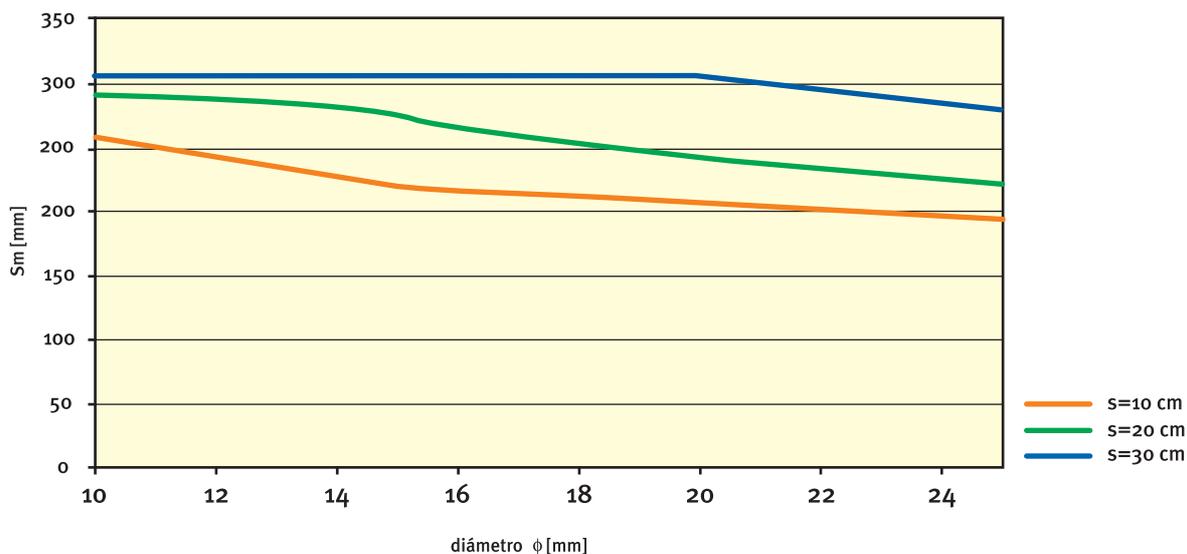


Figura 9.1.1.2 Separación media entre fisuras en función del diámetro y la separación entre barras – Base del cajón H = 70 cm.

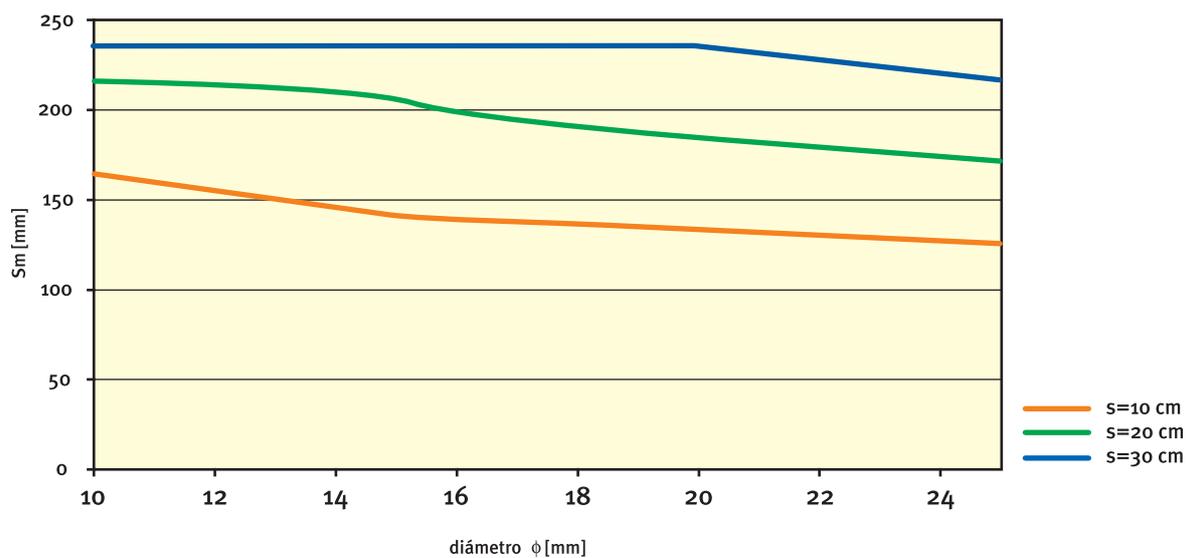


Figura 9.2.1.3 Separación media entre fisuras en función del diámetro y la separación entre barras – Pared exterior H = 40 cm.

ϵ_{sm} es la deformación media del acero respecto del hormigón teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

ϵ_{sm} puede determinarse a partir de la siguiente expresión:

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

donde:

σ_s es la tensión en la armadura en la sección de la fisura provocada por el momento cuasipermanente. Simplificadamente, σ_s puede determinarse a partir de:

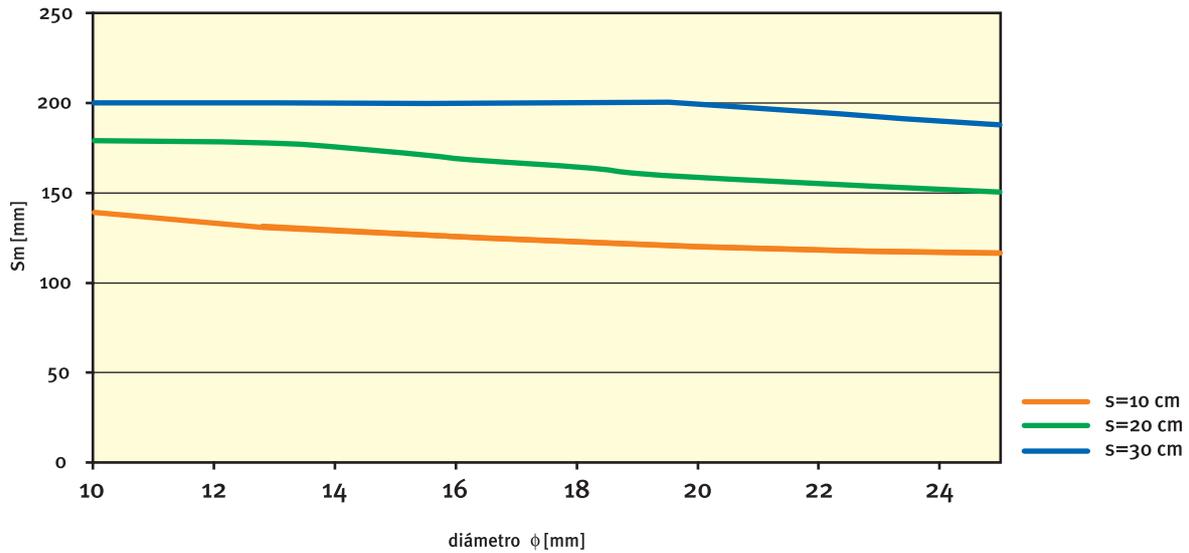


Figura 9.2.1.4 Separación media entre fisuras en función del diámetro y la separación entre barras – Pared interior $H = 25$ cm.

$$\sigma_s \approx \frac{M_{\text{cuasi-perm}}}{0,9d \times A_s}$$

σ_{sr} es la tensión en la armadura en la sección de la fisura provocada por el momento de fisuración, calculada sobre sección fisurada. Simplificadamente, σ_{sr} puede determinarse a partir de:

$$\sigma_{sr} [\text{MPa}] \approx \frac{0,303 \sqrt{f_{ck}^2 [\text{MPa}] bh^2}}{0,9 \times d \times A_s \times 6}$$

En esta última expresión, que no es adimensional, la resistencia del hormigón debe introducirse en MPa.

Las expresiones anteriores son válidas para secciones sometidas a flexión simple. En el caso de tratarse de una sección sometida a flexo-tracción será necesario tener en cuenta además el efecto del axil. Simplificadamente se podrán adoptar las expresiones siguientes:

$$\sigma_s \approx \frac{N_{\text{cuasi-perm}}}{2 \times A_s} + \frac{M_{\text{cuasi-perm}}}{0,9d \times A_s}$$

$$\sigma_{sr} [\text{MPa}] \approx \frac{N_{fis}}{2A_s} + \frac{M_{fis}}{0,9 \times d \times A_s}$$

En las expresiones anteriores, $N_{\text{cuasi-perm}}$ es el axil de tracción cuasipermanente y (N_{fis}, M_{fis}) es la pareja de esfuerzos concomitantes que produce la fisuración de la sección.

10. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

10.1. Introducción

La construcción de los cajones puede realizarse en instalaciones flotantes y terrestres.

Lo habitual es que se construyan en instalaciones flotantes tales como:

- ◆ Dique flotante.
- ◆ Pontona sumergible guiada desde estructuras fijas.
- ◆ Catamarán con plataforma sumergible.

El proceso constructivo del cajón consiste en hormigonar la solera para, a continuación, deslizar el fuste del mismo, normalmente de forma continua. En la figura 10.1.1 puede verse un ejemplo de la secuencia del proceso constructivo con un dique flotante.

En el caso de cajones con esloras importantes, deberá prestarse especial atención a la existencia de puntos duros en la cimentación y deberá estudiarse el proceso de llenado de celdas de acuerdo con este condicionante.

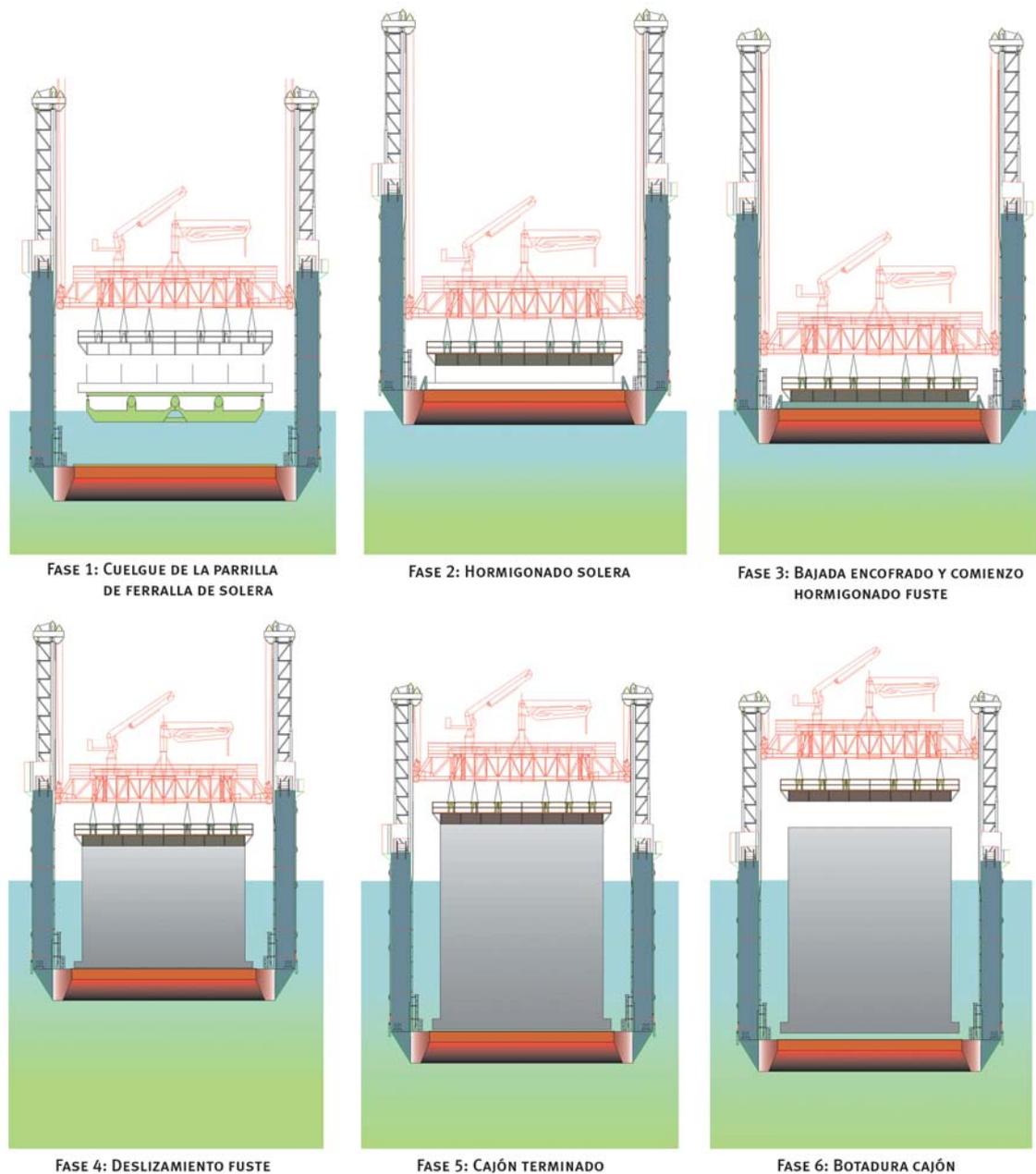


Figura 10.1.1 Secuencias del proceso constructivo con un dique flotante.

Para la construcción de cajones con medios flotantes se requieren las siguientes instalaciones:

Muelle o línea de atraque, y elementos de guiado en el caso de pontona sumergible, y emplazamientos para pasarela de acceso y grúa torre, así como provisión de espacio, en tierra o en el fondo marino, para las amarras, en el caso de dique flotante o catamarán. El dique flotante, a este respecto, es menos exigente que los sistemas de pontona o catamarán.

Además debe tener calado suficiente para que pueda botarse el cajón, contando con el espesor de la base de la instalación flotante y un resguardo del orden de 1 m, aunque se deberá hacer un estudio específico en cada caso.

Instalación de grúa torre próxima al cajonero, con alcance en toda la planta del cajón, parque de ferralla, acopio de la misma al alcance de la grúa torre, e instalación de bombeo del hormigón. En la fase de construcción deben disponerse en el cajón los oportunos puntos de amarre para su transporte y fondeo.

El transporte suele realizarse con un remolcador que tira en proa. Puede utilizarse un remolcador complementario en popa que hace las labores de timón.

Una vez trasladado el cajón a su punto de fondeo, es necesario asegurar su correcto posicionamiento. El control de posición del cajón durante el fondeo puede realizarse de acuerdo con distintos procedimientos:

- ▶ Fijando el cajón a puntos fijos (cajones previamente fondeados, puntos de amarre en tierra o en otras estructuras, muertos de anclaje fondeados, o cualquier combinación de los anteriores), y empleando trácteles o cabrestantes para el posicionamiento. Un ejemplo de este procedimiento se representa en la Figura 10.1.2.
- ▶ Empleando embarcaciones auxiliares, como remolcadores, gánguiles o pontonas, que actúan mediante elementos de tiro (cabrestantes) o abarloados al cajón.
- ▶ Combinación de los anteriores.

El fondeo se realiza mediante inundación de las celdas hasta que el cajón toca fondo. Una vez verificada su posición final es habitual rellenar la totalidad de las celdas con agua, para evitar que lo ponga en flotación la marea llenante. Finalmente, con el mínimo desfase temporal posible, con el fin de asegurar su estabilidad, se procede al llenado de celdas con material granular.

La potencia y capacidad de los medios de control del posicionamiento del cajón varían considerablemente en función de si se trata de aguas protegidas o de aguas exteriores, y del nivel de agitación en el que se va a realizar la maniobra.

En el fondeo de cajones de dique, es determinante el estado del mar, tanto en lo que se refiere a la altura como al período del oleaje. Las condiciones límite de agitación (altura y período de ola) que permiten la realización de la maniobra dependen del desplazamiento y dimensiones del cajón, pudiendo afirmarse con cierta generalidad que existen considerables dificultades para realizar la maniobra de fondeo con altura de ola significativa superior a 0,80 m y períodos superiores a los 9 segundos.

10.2. Encofrados deslizantes

Como se ha establecido anteriormente, el procedimiento más utilizado para la ejecución de cajones portuarios es la técnica de los encofrados deslizantes. Esta técnica consiste en la disposición de encofrados de pequeña altura (entre 1,00 y 1,50 metros), cuyo movimiento vertical ascendente se asegura mediante gatos y barras de trepa apoyados en la base del cajón o pontona del dique flotante, u otros mecanismos de accionamiento que llevan a cabo el desplazamiento apoyando en guías fijas dispuestas en el dique flotante. La retirada y colocación del encofrado puede realizarse mediante cuelgue de una estructura (diques flotantes), o mediante una grúa externa (pontonas sumergibles). El hormigón se vierte en el encofrado de forma más o menos continua y el encofrado se iza progresivamente a medida que el hormigón va endureciendo. La velocidad de elevación del encofrado es del orden de 10 a 30 cm/h (en función de varios factores tales como las condiciones climáticas, condiciones del

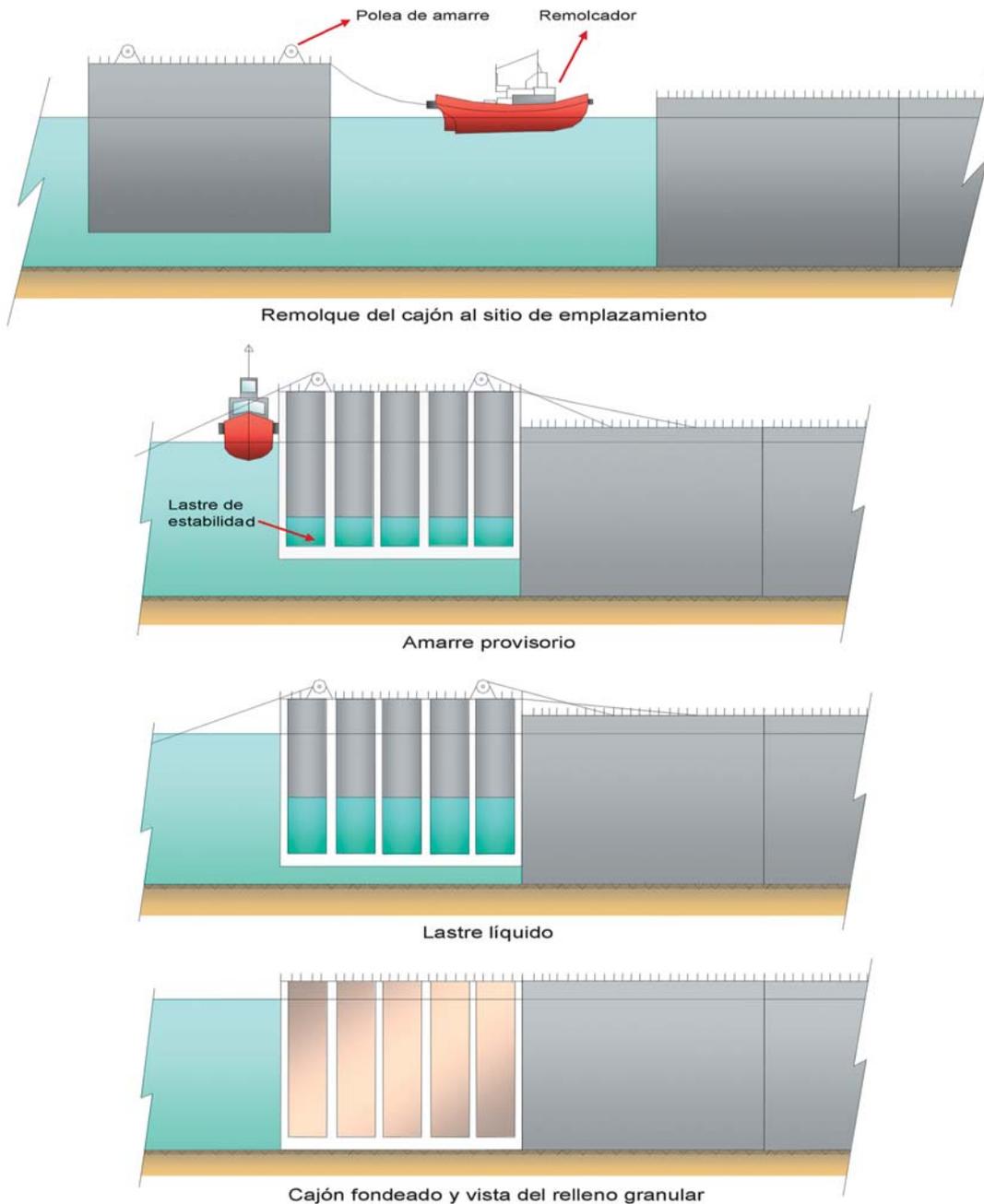


Figura 10.1.2 Procedimientos de fondeo de un cajón.

hormigón, equipos establecidos para la colocación de la ferralla, etc.), en saltos comprendidos entre 1 a 4 cm a la vez. De esta forma el hormigón se separa del encofrado entre 4 y 12 horas después de su hormigonado.

Este método, que da lugar a altos rendimientos y resulta particularmente apropiado para una estructura tan regular como un cajón portuario, implica la necesidad de no interrumpir el trabajo (deben disponerse 3 turnos de trabajo) y exige por otra parte unas condiciones muy específicas al hormigón. Estas condiciones son:

- ◆ Rapidez de fraguado (a las 4- 6 horas debe tener una resistencia mínima de 0.2 MPa, con objeto de que sea capaz de soportar su peso propio).

- ◆ Su resistencia debe crecer con mayor rapidez que la carga aplicada.
- ◆ Docilidad, facilidad de compactación, buena adherencia a la armadura y rozamiento reducido sobre el encofrado.
- ◆ Su calidad y docilidad deben permanecer inalteradas a lo largo de la ejecución de la obra, lo cual supone un control estricto de la dosificación y tiempos de transporte.
- ◆ El cemento a utilizar debe tener alta resistencia inicial y poca retracción.
- ◆ Es recomendable el uso de árido rodado aunque esto no es siempre posible.
- ◆ El tamaño máximo del árido debe estar entre 1/5 y 1/7 del espesor de la pared y debe ser siempre inferior a 30 mm.

Se puede encontrar una información más detallada en las referencias [8], [9], [10] y [11].

10.3. Hormigón

10.3.1. Dosificación del hormigón

La dosificación del hormigón se hará de acuerdo con los métodos que se consideren oportunos y siempre respetando las limitaciones siguientes:

- ◆ La cantidad mínima de cemento por metros cúbico será la establecida en 8.3.
- ◆ La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kg/m³.
- ◆ No se utilizará una relación agua/cemento superior a la establecida en 8.3.
- ◆ El tipo de cemento a utilizar será resistente al agua de mar (MR).

Para establecer la dosificación (o dosificaciones, si se utilizan distintos hormigones para la base del cajón que para las paredes) el constructor deberá recurrir en general a ensayos previos de laboratorio con objeto de garantizar que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el apartado 8.3 (particularmente en lo relativo a la penetración de agua bajo presión), en el artículo 30º de la EHE, en el cuadro de materiales del proyecto y en el apartado 10.2, en su caso.

En los casos en que el constructor pueda justificar documentalmente que, con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos es posible conseguir un hormigón que posea todas las condiciones mencionadas anteriormente, se podrá prescindir de los citados ensayos.

10.3.2. Fabricación y transporte

Prescripciones generales

La fabricación del hormigón requiere:

- ◆ Almacenamiento de componentes
- ◆ Instalaciones de dosificación
- ◆ Equipo de amasado

Los componentes del hormigón se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite todo tipo de entremezclado, contaminación, deterioro o cualquier otra alteración significativa en sus características.

La dosificación del cemento, de los áridos y de las adiciones, en su caso, se hará en peso. La dosificación de cada material deberá ajustarse a lo especificado para conseguir una adecuada uniformidad entre amasadas.

Los componentes se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento.

Hormigón fabricado en central

El hormigón fabricado en central cumplirá con todos los requisitos exigidos en el 69.2 de la EHE.

Puesta en obra

En caso de utilizar la técnica de los encofrados deslizantes, la puesta en obra del hormigón se hará respetando las recomendaciones establecidas en 10.2.

Juntas de hormigonado

Si se utiliza para la fabricación del cajón la técnica de los encofrados deslizantes, en principio no habrá más junta de construcción que la unión entre la solera y las paredes del cajón. Esta junta no requiere en principio ningún tratamiento especial. En el caso en que produjese un corte en el hormigonado de las paredes, la junta se someterá al siguiente y tratamiento:

- ◆ Retirada de la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto.
- ◆ Limpieza de la superficie retirando toda suciedad o áridos sueltos. Para esta operación no se podrán usar productos corrosivos. El método empleado para la limpieza no producirá alteraciones apreciables de la adherencia entre árido y pasta de cemento.
- ◆ Cuando la junta sea debida a un arrastre de hormigón, es conveniente disponer un expansivo con objeto de garantizar su impermeabilidad a efectos de flotación durante el transporte del cajón. En casos difíciles, puede ser necesario picar.

Hormigonado en tiempo frío

La temperatura de la masa de hormigón en el momento de su vertido en el encofrado no será inferior a 5°C. Asimismo se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, encofrados) cuya temperatura sea inferior a 5°C.

Si se prevé que en las 48 horas siguientes al hormigonado se pueden producir temperaturas inferiores a 0°C, se suspenderá la operación de hormigonado.

Hormigonado en tiempo caluroso

Si la temperatura ambiente es superior a 40°C o existe un viento excesivo, se suspenderá la operación de hormigonado o se adoptarán medidas especiales.

Curado del Hormigón

En la práctica constructiva actualmente utilizada en España en la mayoría de los casos, el curado se hace en agua de mar debido a que el cajón va hundiéndose progresivamente en el agua a medida que se recrecen sus paredes (fabricación en dique flotante). Aunque la EHE no permite realizar el curado con agua de mar, un estudio llevado a cabo por el CEDEX [12] por encargo de Puertos de Estado ha demostrado que no existen diferencias importantes en el grado de penetración de los cloruros entre un hormigón HA-30 que ha sido curado con agua de mar y otro curado en agua dulce que ha estado posteriormente en contacto con el agua de mar durante un tiempo prolongado. Por ello se considera que el curado con agua de mar es admisible en el caso de los cajones portuarios.

10.4. Armaduras

La elaboración de la ferralla, longitudes de anclaje, solapes, refuerzos, etc, debe responder, en términos genéricos, a lo establecido en el Art. 66 de la EHE. Sin embargo, la ejecución y control de las armaduras en estas obras de cajones armados presenta particularidades muy específicas que deben ser objeto de análisis especial dado que suele ser el mayor condicionante para regular el ritmo de deslizado del cajón.

A este efecto resulta necesario estudiar, en cada caso:

- ◆ La distribución y composición de los equipos de trabajo. Representa un problema por la escasez de espacio físico y puede generar conflictos por desfase en el ritmo de colocación de las armaduras entre distintos equipos. Es imprescindible un buen programa de prevención para evitar accidentes con personal no siempre cualificado.
- ◆ Los sistemas de control a adoptar, dada la dificultad de realizar un seguimiento continuo de las armaduras en todas las celdas del cajón.
- ◆ Los niveles de atado adecuados compatibles con la ubicación de los pasos entre celdas. Se debe evitar la posibilidad de desplazamiento de las armaduras por presiones excesivas de los encofrados o separadores y durante la fase de hormigonado.

II. CONTROL

II.1. Principios generales

Las obras portuarias objeto de este Manual dispondrán de un control de recepción que se realizará en representación de la Propiedad.

En este capítulo se establece con carácter preceptivo el control de recepción de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, del acero y de la ejecución de la obra.

El fin del control es comprobar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de este Manual, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Debe entenderse que las aprobaciones derivadas del control de calidad son aprobaciones condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante los plazos legalmente establecidos.

La eficacia final del control de calidad es el resultado de la acción complementaria del control ejercido por el productor (control interno) y del control ejercido por el receptor (control externo).

Control Interno. Control interno es el control que lleva a cabo el proyectista, el contratista, subcontratista, o el proveedor, cada uno dentro del alcance de su tarea específica dentro del proceso de construcción. El control interno puede realizarse con personal propio o por una organización independiente.

Control Externo. El control externo, comprendiendo todas las medidas establecidas por la Propiedad, se lleva a cabo por un profesional u organización independiente, encargados de esta labor por la Propiedad o por la autoridad competente. Este control consiste en:

- ◆ comprobar las medidas de control interno;
- ◆ establecer procedimientos adicionales de control independientes de los sistemas de control interno.

Atendiendo a la tarea controlada puede clasificarse el control de calidad en:

- ◆ **Control de Proyecto.** Es el realizado por las oficinas de supervisión, en el caso de las obras oficiales, o por organizaciones independientes encargadas por el cliente, siendo su misión el comprobar los niveles de calidad teóricos de la obra.
- ◆ **Control de Materiales.** Tiene por fin comprobar que los materiales son conformes con las especificaciones del proyecto.
- ◆ **Control de Ejecución.** Su misión es comprobar que se respetan las especificaciones establecidas en el proyecto, así como las recogidas en esta Instrucción.

El articulado de este manual hace referencia, fundamentalmente, al Control Externo. Además del Control Externo, es siempre recomendable la existencia de un Control Interno, realizado, según el caso, por el proyectista, fabricante o constructor.

11.2. Control de materiales

Los hormigones a utilizar en las obras portuarias a las que se refiere este Manual deberán ser fabricados en central, ya sea de hormigón preparado o central de obra, y éstas deberán disponer de un Control de Producción según Orden del Ministerio de Ciencia y Tecnología de fecha 21 de noviembre de 2001 y Disposiciones que la desarrollan. Dicho control debe estar en todo momento claramente documentado y la correspondiente documentación debe quedar a disposición de la Dirección de Obra y de los Laboratorios que eventualmente ejerzan el control externo del hormigón fabricado.

11.2.1. Control de los componentes del hormigón

Para el tipo de central que se prevé para este tipo de obras es necesario el control de recepción de obra de los materiales componentes del hormigón. El control de los componentes del hormigón se llevará a cabo de acuerdo con el artículo 81 de la EHE.

11.2.2. Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón comprenderá el de su resistencia, consistencia y durabilidad, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, o de otras características especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. El control de calidad de las características del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los apartados 11.2.3 y 0 siguientes. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83300:84.

Cada amasada de hormigón deberá estar acompañada por una hoja de suministro debidamente cumplimentada de acuerdo con y firmada por una persona física. No obstante, en el caso en que la planta sea propia y no haya transporte (acopios de cemento y áridos importantes) este requisito podrá no ser necesario y podrá no exigirse si las partes llegan a un acuerdo en este sentido.

Las hojas de suministro, sin las cuales no está permitida la utilización del hormigón en obra (salvo acuerdo en sentido contrario), deben ser archivadas por el Constructor y permanecer a disposición de la Dirección de la Obra hasta la entrega de la documentación final de control.

11.2.3. Control de la consistencia del hormigón

Especificaciones

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o la indicada, en su momento, por la Dirección de Obra, tanto para los hormigones en los que la consistencia se especifica por tipo o por el asiento en cono de Abrams.

El control de la consistencia pone en manos de la Dirección de Obra un criterio de aceptación y de rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle detectar anomalías en la dosificación, especialmente por lo que a la dosificación de agua se refiere, aspecto este de máxima importancia por razones de durabilidad en este tipo de estructuras.

Para evitar problemas de rechazo de un hormigón ya colocado en obra (correspondiente al primer cuarto de vertido de la amasada), es recomendable efectuar una determinación de consistencia al principio del vertido, aún cuando la aceptación o rechazo debe producirse en base a la consistencia medida en la mitad central, de acuerdo con UNE 83300:84. No obstante esta condición adicional de aceptación, no realizando el ensayo entre 1/4 y 3/4 de la descarga, debe pactarse de forma directa con el Suministrador o Constructor.

Ensayos

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con UNE 83313:90, siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia y cuando lo ordene la Dirección de Obra.

Criterios de aceptación o rechazo

Si la consistencia se ha definido por su tipo, la media aritmética de los dos valores obtenidos según UNE 83313:90 tiene que estar comprendida dentro del intervalo correspondiente.

Si la consistencia se ha definido por su asiento, la media de los dos valores debe estar comprendida dentro de la tolerancia.

El incumplimiento de las condiciones anteriores implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

11.2.4. Control de la resistencia del hormigón

Independientemente de los ensayos de control de los materiales componentes y de la consistencia del hormigón a que se refieren los apartados 11.2.1 y 11.2.2, respectivamente y los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, será necesario, dependiendo de cada caso, la realización de distintos tipos de ensayos según se resume en la tabla 11.2.4.1.

Antes del comienzo del hormigonado se realizarán ensayos previos o ensayos característicos. Durante la ejecución de la obra es necesaria la realización de ensayos de control. Finalmente una vez terminada la obra puede ser necesaria la realización de ensayos complementarios.

Los ensayos previos, característicos y de control, se realizarán utilizando probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, fabricadas, curadas y ensayadas a compresión a 28 días de edad según UNE-EN 12390-1:2001, UNE-EN 12390-2:2001, UNE-EN 12390-3:2001.

Como norma general, los ensayos previos tienen su aplicación cuando la dosificación se ha establecido para ese caso concreto. Si existe experiencia de uso de materiales y dosificación, pero los medios de producción son nuevos, procede realizar simplemente los ensayos característicos. Cuando exista experiencia suficiente tanto en materiales, como en dosificación y medios (por ejemplo las centrales de hormigón preparado), procede realizar únicamente los ensayos de control.

11.2.5. Control de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón

A efectos de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón, relación agua/cemento y contenido mínimo de cemento, se llevarán a cabo los siguientes controles:

Tipos de Ensayos	Previos	Característicos	De Control	De información complementaria		
				Tipo A	Tipo B	Tipo C
Ejecución de probetas	En laboratorio	En obra	En obra	En obra	Extraídas del hormigón endurecido	
Conservación de probetas	En cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En condiciones análogas a las de la obra	En agua o ambiente, según proceda	Ensayos no destructivos (Métodos muy diversos)
Tipo de probetas	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de esbeltez superior a uno	
Edad de las probetas	28 días	28 días	28 días	Variables		
Número mínimo de probetas	4 x 2 = 8	6 x 2 = 12	Véase Artículo 88° de la EHE	A establecer		
Obligatoriedad	Preceptivos salvo experiencia previa	Preceptivos salvo experiencia previa	Siempre preceptivos	En general, no preceptivos		
Observaciones	Están destinados a establecer la dosificación inicial	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva con los medios de fabricación a emplear	A veces, deben completarse con ensayos de información tipo "b" o tipo "c"	Están destinados a estimar la resistencia real del hormigón a una cierta edad y en unas condiciones determinadas		

Tabla 11.2.4.1. Control de la resistencia del hormigón.

- ◆ Control documental de las hojas de suministro, con objeto de comprobar el cumplimiento de las limitaciones de la relación a/c y del contenido de cemento.
- ◆ Control de la profundidad de penetración de agua de acuerdo con el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 12390-8:2001.

La durabilidad del hormigón implica un buen comportamiento frente a una serie de mecanismos de degradación complejos (carbonatación, susceptibilidad frente a los ciclos hielo-deshielo, ataque químico, difusión de cloruros, corrosión de armaduras, etc.) que no pueden ser reproducidos o simplificados en una única propiedad a ensayar. La permeabilidad del hormigón no es en sí misma un parámetro suficiente para asegurar la durabilidad, pero sí es una cualidad necesaria. Además, es una propiedad asociada, entre otros factores, a la relación agua/cemento y al contenido de cemento que son los parámetros de dosificación especificados para controlar la consecución de un hormigón durable. Por ello, y sin perjuicio de la aparición en el futuro de otros métodos normalizados en el área de la durabilidad, se introduce el control documental del ensayo de penetración de agua como un procedimiento para la validación de las dosificaciones a emplear en una obra, previamente al inicio de la misma. Todo ello sin olvidar la importancia de efectuar una buena ejecución, y en particular, la necesidad de realizar bien las operaciones de compactación y de curado en la obra puesto que, en definitiva, es el hormigón puesto en obra el que debe ser lo más impermeable posible.

Especificaciones

En todos los casos, con el hormigón suministrado se adjuntará la hoja de suministro o albarán en la que el suministrador reflejará los valores de los contenidos de cemento y de la relación agua/cemento del hormigón fabricado en la central suministradora.

El control de la profundidad de penetración de agua se realizará para cada tipo de hormigón (de distinta resistencia o consistencia) que se coloque en la obra, así como cuando lo disponga el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o cuando lo ordene la Dirección de Obra.

Controles y ensayos

El control documental de las hojas de suministro se realizará para todas las amasadas del hormigón que se lleven a cabo durante la obra, y estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra.

El control de la profundidad de penetración de agua se efectuará con carácter previo al inicio de la obra, mediante la realización de ensayos según UNE 83309:90 EX, sobre un conjunto de tres probetas de un hormigón con la misma dosificación que el que se va a emplear en la obra. La toma de muestras se realizará en la misma instalación en la que va a fabricarse el hormigón durante la obra. Tanto el momento de la citada operación, como la selección del laboratorio encargado para la fabricación, conservación y ensayo de estas probetas deberán ser acordados previamente por la Dirección de Obra, el Suministrador del hormigón y el Constructor.

En el caso de hormigones fabricados en central, la Dirección de Obra podrá eximir de la realización de estos ensayos cuando el suministrador presente, previamente al inicio de la obra, una documentación que permita el control documental de la idoneidad de la dosificación a emplear. En este caso, dicho control se efectuará sobre una documentación que incluirá, al menos los siguientes puntos :

- ◆ Composición de las dosificaciones del hormigón que se va a emplear en la obra.
- ◆ Identificación de los componentes del hormigón que se va a emplear en la obra.
- ◆ Copia del informe con los resultados del ensayo de determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según UNE-EN 12390-8:2001, efectuado por un laboratorio oficial u oficialmente acreditado.
- ◆ Componentes y dosificaciones empleadas para la fabricación de las probetas utilizadas para los ensayos anteriores.

Todos estos datos estarán a disposición de la Dirección de Obra.

Se rechazarán aquellos ensayos realizados con más de seis meses de antelación sobre la fecha en la que se efectúa el control, o cuando se detecte que los componentes o las dosificaciones empleadas en los ensayos son diferentes de las declaradas para la obra por el suministrador.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado, en posesión de un Sello o Marca de Calidad, y siempre que se incluya este ensayo como objeto de su sistema de calidad, se le eximirá de la realización de los ensayos. En este caso, se presentará a la Dirección de Obra, previamente al inicio de ésta, la documentación que permita el control documental, en los mismos términos que los indicados anteriormente.

En la realización del ensayo de profundidad de penetración de agua es importante cuidar los aspectos de compactación y curado de las probetas, debido al efecto que su mala ejecución pueden tener en los resultados finales del ensayo.

Criterios de valoración

La valoración del control documental del ensayo de profundidad de penetración de agua, se efectuará sobre un grupo de tres probetas de hormigón. Los resultados obtenidos, conforme a UNE-EN 12390-8:2001, se ordenarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- ◆ las profundidades máximas de penetración: $Z_1 \leq Z_2 \leq Z_3$
- ◆ las profundidades medias de penetración: $T_1 \leq T_2 \leq T_3$

El hormigón ensayado deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$$Z_m = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3}{3} \leq 50\text{mm} \quad Z_3 \leq 65\text{mm}$$

$$T_m = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3} \leq 30\text{mm} \quad T_3 \leq 40\text{mm}$$

11.2.6. Ensayos previos del hormigón

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar el hormigonado de la obra. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y aditivos que se vayan a emplear y las condiciones de ejecución previstas.

Para llevarlos a cabo, se fabricarán al menos cuatro series de probetas procedentes de amasadas distintas, de dos probetas cada una para ensayo a los 28 días de edad, por cada dosificación que se desee establecer, y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 83300:84, UNE-EN 12390-1:2001, UNE-EN 12390-2:2001, UNE-EN 12390-3:2001.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio f_{cm} que deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

11.2.7. Ensayos característicos del hormigón

En los casos en que se quiera utilizar un hormigón con materiales o medios de ejecución inusuales es necesario realizar ensayos característicos y tienen por objeto comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se llevarán a cabo sobre probetas procedentes de seis amasadas diferentes de hormigón, para cada tipo que vaya a emplearse, enmoldando dos probetas por amasada, las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84 a los 28 días de edad.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$x_1 + x_2 - x_3 \geq f_{ck}$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes. En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue al establecimiento de una dosificación y un proceso de fabricación aceptable.

11.2.8. Ensayos de control del hormigón

Generalidades

Estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de la obra es igual o superior a la de proyecto. Para ello, en las obras portuarias tratadas en este Manual, se realizará un control estadístico del hormigón.

Los ensayos se realizan sobre probetas fabricadas, conservadas, y rotas según UNE 83300:84, UNE-EN 12390-1:2001, UNE-EN 12390-2:2001, UNE-EN 12390-3:2001.

Los ensayos de control del hormigón serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

Control estadístico del hormigón

A efectos de control, salvo excepción justificada, se dividirá la obra en partes sucesivas denominadas lotes, inferiores cada una al menor de los límites señalados en la tabla 11.3.8.1. No se mezclarán en un mismo lote elementos de tipología estructural distinta, es decir, que pertenezcan a columnas distintas de la tabla. Todas las unidades de producto (amasadas) de un mismo lote procederán del mismo Suministrador, estarán elaboradas con las mismas materias primas y serán el resultado de la misma dosificación nominal.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado en posesión de un Sello o Marca de Calidad, se podrán aumentar los límites de la tabla 11.3.8.1 al doble, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

- ◆ Los resultados de control de producción están a disposición del Peticionario y deberán ser satisfactorios. La Dirección de Obra revisará dicho punto y lo recogerá en la documentación final de obra.
- ◆ El número mínimo de lotes que deberá muestrearse en obra será de tres, correspondiendo, si es posible, a lotes relativos a los dos tipos de elementos estructurales que figuran en la tabla 11.2.8.1.
- ◆ En el caso de que en algún lote la resistencia característica estimada, f_{est} , fuera menor que la resistencia característica de proyecto, se pasará a realizar el control normal sin reducción de intensidad, hasta que en cuatro lotes consecutivos se obtengan resultados satisfactorios.

Límite superior	Tipo de elementos estructurales	
	Paredes del cajón	Base del cajón
Volumen de hormigón	100 m ³	100 m ³
Número de amasadas	50	100

Tabla 11.2.8.1. Límites máximos para el establecimiento de los lotes de control.

El control se realizará determinando la resistencia de N amasadas por lote, siendo:

$$\text{si } f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2: N \geq 4$$

$$f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2: N \geq 6$$

Las tomas de muestras se realizarán al azar entre las amasadas de la obra sometida a control.

Ordenados los resultados de las determinaciones de resistencia de las N amasadas controladas en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \dots \leq x_N$$

Se define como resistencia característica estimada, en este nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

$$\text{Si } N < 6; f_{est} = K_{N \cdot x_1}$$

$$\text{Si } N \geq 6; f_{est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m < K_{N \cdot x_1}$$

donde:

- K_N Coeficiente dado en la tabla 11.2.8.2 en función de N y clase de instalación en que se fabrique el hormigón.
- x_I Resistencia de la amasada de menor resistencia.
- m $N/2$ si N es par.
 $(N-1)/2$ si N es impar.

En la tabla 11.2.8.2 se realiza una clasificación de las instalaciones de fabricación del hormigón en función del coeficiente de variación de la producción, el cual se define a partir del valor del recorrido relativo r (ver ec. 11.2.8.1) de los valores de resistencia de las amasadas controladas de cada lote. La forma de operar es la siguiente:

- ◆ Al comienzo de la obra se acepta la clasificación (A, B ó C) que proponga el suministrador, la cual se conocerá a través de sus resultados de control de producción.
- ◆ Para establecer el valor de K_N del lote se determina el recorrido relativo de las resistencias obtenidas en las N amasadas controladas en él, el cual debe ser inferior al recorrido relativo máximo especificado para esta clase de instalación. Si esto se cumple, se aplica el coeficiente K_N correspondiente.
- ◆ Si en algún lote se detecta un valor del recorrido relativo superior al máximo establecido para esta clase de instalación, ésta cambia su clasificación a la que corresponda al valor máximo establecido para r . Por tanto, se utilizará para la estimación el K_N de la nueva columna, tanto para ese lote como para los siguientes. Si en sucesivos lotes tampoco se cumpliera el recorrido relativo de la columna correspondiente a la nueva clasificación de la instalación, se procedería de igual forma, aplicando el coeficiente K_N del nivel correspondiente.
- ◆ Para aplicar el K_N correspondiente al nivel inmediatamente anterior (de menor dispersión) será necesario haber obtenido resultados del recorrido relativo inferior o igual al máximo de la tabla en cinco lotes consecutivos, pudiéndose aplicar al quinto resultado y a los siguientes ya el nuevo coeficiente K_N .

N	Hormigones fabricados en central							Otros Casos
	Recorrido relativo máximo, r	Clase A		Recorrido relativo máximo, r	K_N	Clase C		
		Con Sello o Marca de Calidad	Sin Sello o Marca de Calidad			Recorrido relativo máximo, r	K_N	
2	0,29	0,93	0,90	0,40	0,85	0,50	0,81	0,75
3	0,31	0,95	0,92	0,46	0,88	0,57	0,85	0,80
4	0,34	0,97	0,94	0,49	0,90	0,61	0,88	0,84
5	0,36	0,98	0,95	0,53	0,92	0,66	0,90	0,87
6	0,38	0,99	0,96	0,55	0,94	0,68	0,92	0,89
7	0,39	1,00	0,97	0,57	0,95	0,71	0,93	0,91
8	0,40	1,00	0,97	0,59	0,96	0,73	0,95	0,93

Tabla 11.2.8.2. Valores de K_N .

Las plantas se clasifican de acuerdo con lo siguiente:

- ◆ La clase A se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación δ comprendido entre 0,08 y 0,13.

- ◆ La clase B se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación δ comprendido entre 0,13 y 0,16.
- ◆ La clase C se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación δ comprendido entre 0,16 y 0,20.
- ◆ Otros casos incluye las hormigoneras con un valor del coeficiente de variación δ comprendido entre 0,20 y 0,25.

Para estimar la resistencia característica a partir de un muestreo reducido es necesario conocer el coeficiente de variación δ de la población. Este valor es muy difícil de precisar a través de los datos de control de recepción, dado que es necesario establecerlo al menos con 35 resultados, lo cual por dilatarse mucho en el tiempo no sería operativo en su aplicación ante los posibles cambios que se produzcan.

Un sistema adecuado sería el tener controlada y acreditada, basada en un control sistemático y suficiente número de resultados, la dispersión de las plantas suministradoras por laboratorios externos, de tal forma que se certificase para cada una de ellas el coeficiente de variación de cada período, clasificando la planta.

Dado que actualmente ninguno de los sistemas de control de producción de las centrales, ni obligatorios ni voluntarios, clasifican las plantas en función de su dispersión, se ha realizado una estimación estadística del coeficiente de variación en función del recorrido relativo r de los resultados de resistencia obtenidos en cada lote, siendo:

$$r = \frac{x_{\max} - x_{\min}}{x_m} \quad (\text{ec } 11.2.8.1)$$

donde:

- x_{\min} Resistencia de la amasada de menor resistencia.
- x_{\max} Resistencia de la amasada de mayor resistencia.
- x_m Resistencia media de todas las amasadas controladas en el lote.

A partir de estas hipótesis se han determinado los valores correspondientes al 97,5% de confianza de la distribución de recorridos relativos para valores de δ iguales al valor central del intervalo, los cuales se toman como máximos, asignando a estos casos el K_N correspondiente al valor de δ menor del intervalo.

Pudiera darse el caso de que la planta de hormigón decidiese cambiar la dosificación por razones de producción. Para que este cambio controlado no afecte a la calificación de los lotes pendientes de completar, puede utilizarse para estos lotes el valor de K_N correspondiente a la anterior calificación de la planta, no computándose el recorrido relativo en estos lotes. Para poder aplicar este criterio debe comunicarse a la Dirección de Obra previamente el cambio de dosificación, las razones del mismo y el aumento o disminución medio de resistencias esperables, para que ésta pueda definir con antelación suficiente el número de lotes afectados.

Decisiones derivadas del control de resistencia

Cuando en un lote de obra sometida a control de resistencia, sea $f_{est} \geq f_{ck}$ tal lote se aceptará.

Si resultase $e_{st} < f_{ck}$, a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas, se procederá como sigue:

- ◆ Si $e_{st} \geq 0,9 f_{ck}$, el lote se aceptará.
- ◆ Si $e_{st} < 0,9 f_{ck}$, se procederá a realizar, por decisión de la Dirección de Obra o a petición de cualquiera de las partes, los estudios y ensayos que procedan de entre los detallados seguidamente; en cuyo caso la base de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

- ▶ Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la e_{st} deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad respecto del previsto en el Proyecto.
- ▶ Ensayos de información complementaria para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 89° de la EHE, y realizando en su caso un estudio análogo al mencionado en el párrafo anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.

En función de los estudios y ensayos ordenados por la Dirección de Obra y con la información adicional que el Constructor pueda aportar a su costa, aquél decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los Estados Límite de Servicio.

Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, la Dirección de Obra podrá consultar con el Proyectista y con Organismos especializados.

Debe tenerse siempre presente que la resistencia del hormigón es, además de una cualidad valiosa en sí misma, un estimador indirecto de importantes propiedades relacionadas íntimamente con la calidad del hormigón, como el módulo de deformación longitudinal y, aunque no de modo suficiente, la resistencia frente a agentes agresivos. Por consiguiente, cuando se obtenga una resistencia estimada menor de la especificada, es preciso considerar no sólo la posible influencia sobre la seguridad mecánica de la estructura, sino también el efecto negativo sobre otras características, como la deformabilidad, fisurabilidad y la durabilidad.

11.2.9. Control de la calidad del acero

El control de la calidad del acero tendrá siempre nivel normal, llevándose a cabo de acuerdo con el Artículo 90 de EHE.

11.3. Control de la ejecución

11.3.1. Generalidades

El Control de la Ejecución, que se establece con carácter preceptivo en este Manual, tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta al proyecto y a las prescripciones incluidas en él.

El nivel de control en cajones estructurales de hormigón armado será intenso.

Para el control de ejecución se redactará un Plan de Control, dividiendo la obra en lotes, de acuerdo con lo indicado en la tabla 11.3.1.1.

Elementos del cajón	Tamaño del lote
Base del cajón	250 m ³
Paredes del cajón	200 m ³

Tabla 11.3.1.1. Definición de lotes en cajones portuarios.

En cada lote se inspeccionarán los distintos aspectos que, a título orientativo pero no excluyente, se detallan en la tabla 11.3.1.2.

A) *COMPROBACIONES PREVIAS AL COMIENZO DE LA EJECUCIÓN*

- ◆ Directorio de agentes involucrados.
 - ◆ Existencia de libros de registro y órdenes reglamentarios.
 - ◆ Existencia de archivo de certificados de materiales, hojas de suministro, resultados de control, documentos de proyecto y sistema de clasificación de cambios de proyecto o información complementaria.
 - ◆ Revisión de planos y documentos contractuales.
 - ◆ Existencia de control de calidad de materiales de acuerdo con los niveles especificados.
 - ◆ Comprobación general de equipos.
 - ◆ Suministro y certificados de aptitud de materiales.
-

B) *COMPROBACIONES DE REPLANTEO Y GEOMÉTRICAS*

- ◆ Comprobación de cotas, niveles y geometría.
 - ◆ Comprobación de tolerancias admisibles.
-

C) *CIMBRAS Y ANDAMIAJES*

- ◆ Existencia de cálculo, en los casos necesarios.
 - ◆ Comprobación de planos.
 - ◆ Comprobación de cotas y tolerancias.
 - ◆ Revisión del montaje.
-

D) *ARMADURAS*

- ◆ Tipo, diámetro y posición.
 - ◆ Corte y doblado.
 - ◆ Almacenamiento.
 - ◆ Tolerancias de colocación.
 - ◆ Recubrimientos y separación entre armaduras. Utilización de separadores y distanciadores.
-

E) *ENCOFRADOS*

- ◆ Estanquidad, rigidez y textura.
 - ◆ Tolerancias.
 - ◆ Posibilidad de limpieza, incluidos fondos.
 - ◆ Geometría
-

F) *TRANSPORTE, VERTIDO Y COMPACTACIÓN*

- ◆ Tiempos de transporte.
 - ◆ Condiciones de vertido: método, secuencia, altura máxima, etc.
 - ◆ Hormigonado con viento, tiempo frío, tiempo caluroso o lluvia.
 - ◆ Compactación del hormigón.
 - ◆ Acabado de superficies.
-

G) *JUNTAS DE TRABAJO, CONTRACCIÓN O DILATACIÓN*

- ◆ Disposición y tratamiento de juntas de trabajo y contracción.
 - ◆ Limpieza de las superficies de contacto.
 - ◆ Tiempo de espera.
 - ◆ Armaduras de conexión.
 - ◆ Posición, inclinación y distancia.
 - ◆ Dimensiones y sellado, en los casos que proceda.
-

Tabla 11.3.1.2. *Comprobaciones que deben efectuarse durante la ejecución.*

Los resultados de todas las inspecciones, así como las medidas correctoras adoptadas, se recogerán en los correspondientes partes o informes. Estos documentos quedarán recogidos en la Documentación Final de la Obra, que deberá entregar la Dirección de Obra a la Propiedad.

Control a nivel intenso

Este nivel de control, que debe ser el aplicado a obras portuarias de cajones estructurales, exige que el Constructor posea un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, en caso de existir, se realicen en instalaciones industriales fijas y con un sistema de certificación voluntario.

Si no se dan estas condiciones, la Dirección de Obra deberá exigir al Constructor unos procedimientos específicos para la realización de las distintas actividades de control interno involucradas en la construcción de la obra.

Para este nivel de control, externo, se exige la realización de, al menos, tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

Los coeficientes parciales de seguridad establecidos en el apartado 5.5.1 presuponen la adopción en obra de un nivel de control intenso.

11.3.2. Tolerancias de ejecución

El Autor del Proyecto deberá adoptar y definir un sistema de tolerancias, que se recogerá en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de las obras. En el mismo documento deberán quedar establecidas las decisiones y sistemática a seguir en caso de incumplimientos.

12. MANTENIMIENTO

12.1. Principios generales

Existen distintas estrategias de mantenimiento en el campo de obras de este tipo. Para las obras del ámbito de este manual se propone una estrategia de mantenimiento continua que permita minimizar los costos de mantenimiento y optimizar y jerarquizar la inversión en este campo.

12.2. Inventario

Para la realización de un mantenimiento de este tipo de obras se elaborará un inventario, que recoja al menos los siguientes datos:

- ◆ Datos generales. De emplazamiento, funcionales, normativos y generales de la obra. Entre estos datos figurará también la fecha de construcción y la referencia documental al proyecto de construcción correspondiente.
- ◆ Características de la obra construida. Debe contener los planos de definición geométrica y de armadura y las características de los materiales utilizados.
- ◆ Características de las condiciones geotécnicas y de cimentación.
- ◆ Incidencias durante la construcción.
- ◆ Reportaje fotográfico.
- ◆ Informes, proyectos y otros documentos relativos a intervenciones de reparación o refuerzo efectuadas en el pasado.

Una vez acabada la obra se definirá la ficha del inventario de la obra terminada con la que se alimentará una base de datos, preparada especialmente a los efectos del inventario de este tipo de obras.

12.3. Inspecciones

Durante la vida útil de la obra se realizarán las siguientes inspecciones:

- ◆ Inspecciones rutinarias. Estas inspecciones se realizarán cada 2 años. En cada una de ellas se revisará visualmente el estado general de la estructura observando detalladamente posibles incidencias debidas a fallos de la cimentación, que pueden detectarse por pérdida de verticalidad u otros síntomas de carácter general, fallos debidos a cargas extraordinarias, temporales o impactos de barcos, y daños relativos a la durabilidad.
- ◆ Inspecciones principales. Estas inspecciones se realizarán cada 10 años. Estas inspecciones tienen un carácter más detallado. Para ello se revisará el estado de las instalaciones por encima de la cota de agua, con el mismo carácter que las inspecciones rutinarias. Asimismo se realizará una inspección subacuática de la zona sumergida en la que se observará especialmente el estado general de la estructura, prestando especial atención a las condiciones de la cimentación y a las condiciones de durabilidad. Deberá ser objeto de examen preferente la zona correspondiente a la carrera de marea.
- ◆ Inspecciones especiales. Estas inspecciones se realizarán cuando las inspecciones rutinarias o principales hayan detectado problemas que deban ser investigados con más profundidad para realizar un adecuado diagnóstico de la estructura y, en todo caso, proponer un proyecto de reparación.

Todas estas inspecciones deberán quedar documentadas en el inventario para poder seguir la evolución de la estructura a lo largo de la vida útil de la obra.

12.4. Intervenciones de mantenimiento

A partir del análisis de los datos de las inspecciones se realizará una evaluación de las medidas a tomar para las inversiones necesarias de mantenimiento.

13. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Comisión Permanente del Hormigón. *EHE Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento. Madrid. 1999. 5ª Edición
- [2] Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan
- [3] Calleja, J. *Recomendaciones para la utilización de los cementos de las Normas UNE 1996*. IECA 1998.
- [4] Puertos del Estado. *ROM 0.0 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Parte I*. Diciembre 2001
- [5] Puertos del Estado. *ROM 0.2-90 Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias*. Abril 1990.
- [6] Puertos del Estado. *ROM 0.3-91. Oleaje. Anexo I. Clima Marítimo en el Litoral Español*.
- [7] Puertos del Estado. *ROM 0.5 Recomendaciones Geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y Portuarias. 1994*.
- [8] Dinescu T., Sandru, A., Radulescu, C. *Los encofrados deslizantes: técnica y utilización*. Espasa Calpe.
- [9] PERI. *Manual Peri 2000. Encofrados y Andamios*.
- [10] Bygging. *Cuadernos de Bygging Encofrados Deslizantes S.A.*
- [11] Campillos V., García C., Osuna S., Sánchez A.I., Terciado M.T. *Ejecución de paredes con encofrado deslizante*. E.T.S.I. Caminos Canales y Puertos de Madrid.
- [12] CEDEX. *Estudio del Comportamiento del Hormigón de los Cajones utilizados en diques portuarios*. 2003. Clave 14-402-9.

ANEXO I

DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS EN EL PLANO HORIZONTAL PARA CAJONES CON CELDAS CUADRADAS

I. INTRODUCCIÓN

A continuación se incluyen una serie de gráficos que permiten deducir los esfuerzos actuantes en un plano horizontal (momentos flectores y cortantes) en las paredes exteriores e interiores del cajón, en función de sus principales características geométricas. De forma complementaria se dan también las flexiones y cortantes actuantes en un plano vertical, correspondientes al empotramiento de las paredes con la solera.

Se incluyen las siguientes situaciones de proyecto:

- ◆ Flotación y fondeo en ELU (fase que puede ser crítica a efectos del dimensionamiento de las paredes exteriores) en función de la diferencia de nivel de agua entre el interior del cajón y la superficie del mar (DH).
- ◆ Operación de relleno en ELU (fase que puede resultar crítica a efectos del dimensionamiento de las paredes interiores) en función de la altura del cajón (H)
- ◆ Muelle en servicio en ELU y ELS (fase que puede ser crítica para el dimensionamiento de las paredes exteriores) en función de DH y de la altura del cajón (H)

No se contempla por tanto la acción del oleaje.

En este apartado, a efectos del cálculo de esfuerzos, se ha supuesto que la geometría en planta del cajón es la correspondiente a la figura 2.1, con celdas cuadradas de 4 metros de luz entre ejes. La geometría de las cartelas se corresponde con la indicada en la figura 2.2. Las cartelas de las paredes exteriores son de $c \times b = 20 \times 40$ cm. Las cartelas de las paredes interiores son de $c \times c = 20 \times 20$ cm. Los cantos para este análisis se han tomado iguales a 25 cm para las paredes interiores ($d = 0,20$ m), 40 cm para las paredes exteriores ($d = 0,35$ m)

Los cortantes se calculan, en función del elemento, a las siguientes distancias:

- ◆ Empotramiento de las paredes con la solera: a $1,5d$ del borde de la solera.
- ◆ Paredes exteriores: Se aplica el criterio de la figura 9.1.4.1. Con la geometría considerada, el dimensionamiento se hace a 1,50 veces el canto de la pared más el canto de la cartela desde el borde de la pared transversal. Para un espesor de pared de 40 cm, supone dimensionar a una distancia de $1,50 \times (d + c) = 1,50 \times (0,35 + 0,20) = 0,825$ m medida desde el borde de la pared transversal.
- ◆ Paredes interiores. En este caso, y respetando el criterio de la figura 9.1.4.1, el dimensionamiento se ha hecho para el cortante situado a una distancia de $(0,20 + 0,20) = 0,40$ m medidos desde el borde de la pared transversal.

2. ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES DURANTE FLOTACIÓN Y FONDEO

Estado Límite Último

En la figura AI.2.1 se muestra el valor que adopta el momento flector de cálculo positivo y negativo de eje vertical (M_{dx}) en función de la diferencia de altura DH entre el nivel del mar y el nivel del lastre líquido durante la operación de flotación y fondeo.

Igualmente en la figura AI.2.2 se muestra el mismo gráfico referido a los momentos de eje horizontal (M_{dy}).

Por último, en la figura AI.2.3 se muestra el valor del cortante en sentido horizontal y vertical tomando el valor que éste adopta a una distancia de $1,5 d = 1,50 \times 0,35 = 0,525 m$ desde la solera en el caso del cortante V_{dy} o a $1,50 \times (d + c) = 1,50 \times (0,35 + 0,20) = 0,825m$ desde el borde de la pared transversal en el caso del cortante V_{dx} .

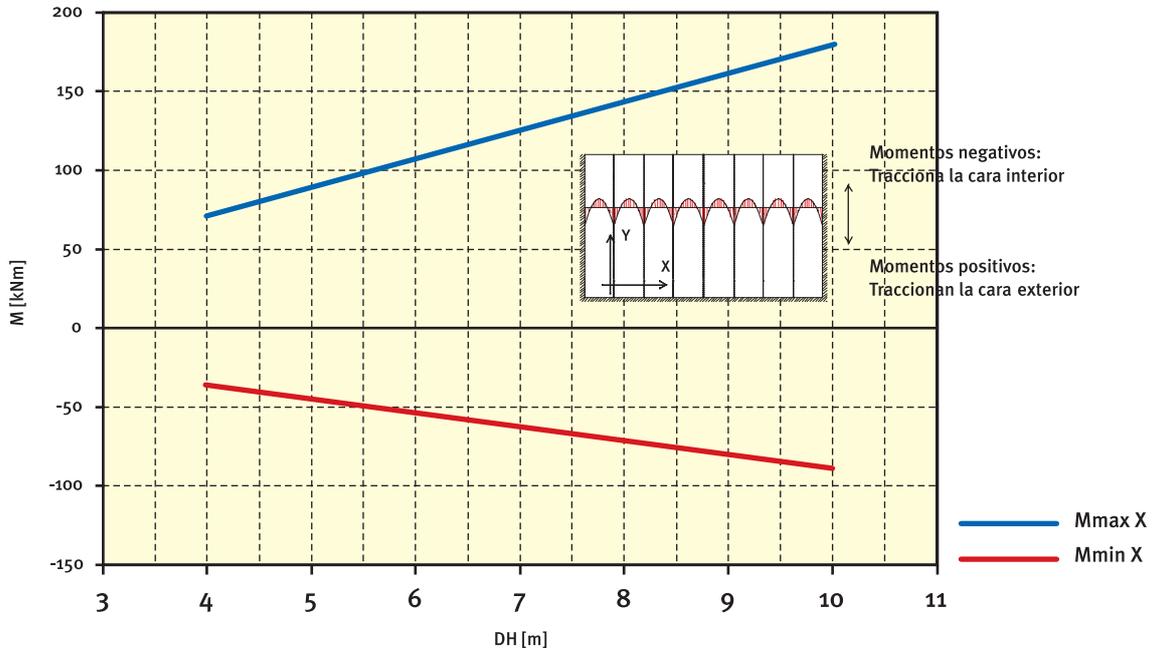


Figura AI.2.1 Fase de flotación y fondeo. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje vertical (M_{dx}) en paredes exteriores.

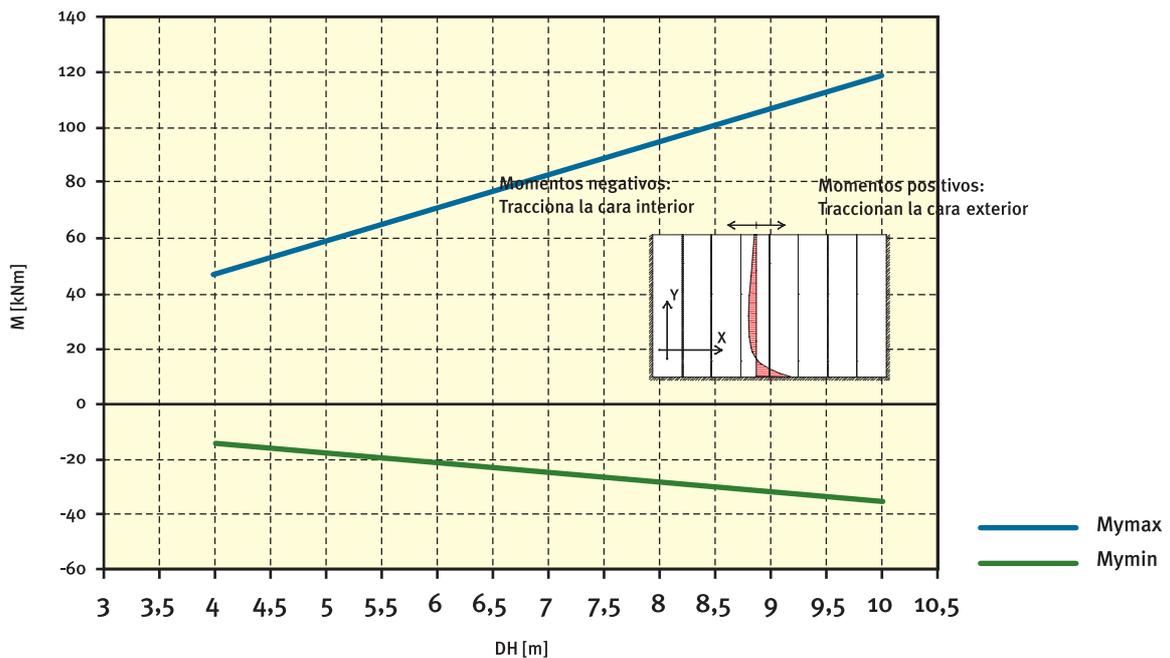


Figura AI.2.2 Fase de flotación y fondeo. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje horizontal (M_y) en paredes exteriores.

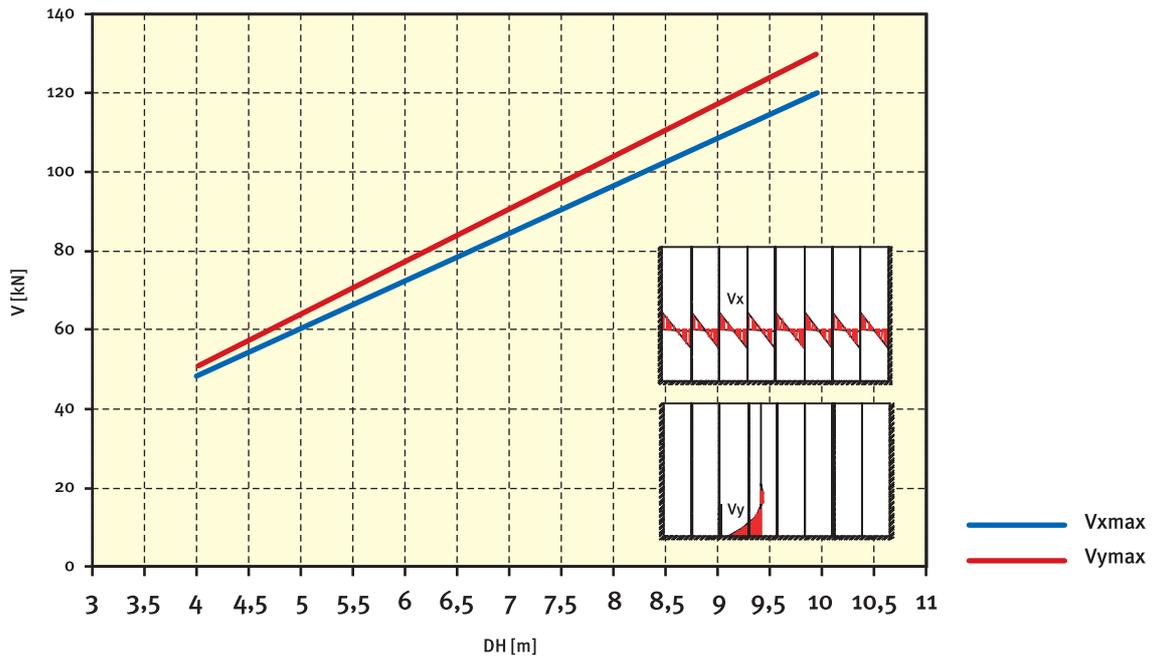


Figura AI.2.3 Fase de flotación y fondeo. Valores máximos de los cortantes de cálculo (V_x, V_y) en paredes exteriores.

3. ESFUERZOS EN PAREDES INTERIORES EN OPERACIÓN DE RELLENO DE CELDAS

3.1. Estado Límite Último

En la figura AI.3.1 se muestra el valor que adopta el momento flector positivo y negativo de eje vertical (M_{dx}) en función de la altura H del cajón. Para esta situación se supone que se rellena completamente ya sea dos celdas contiguas (máximo momento en apoyos) ya sea celdas alternas (máximo momento en vano). Por otra parte, debi-

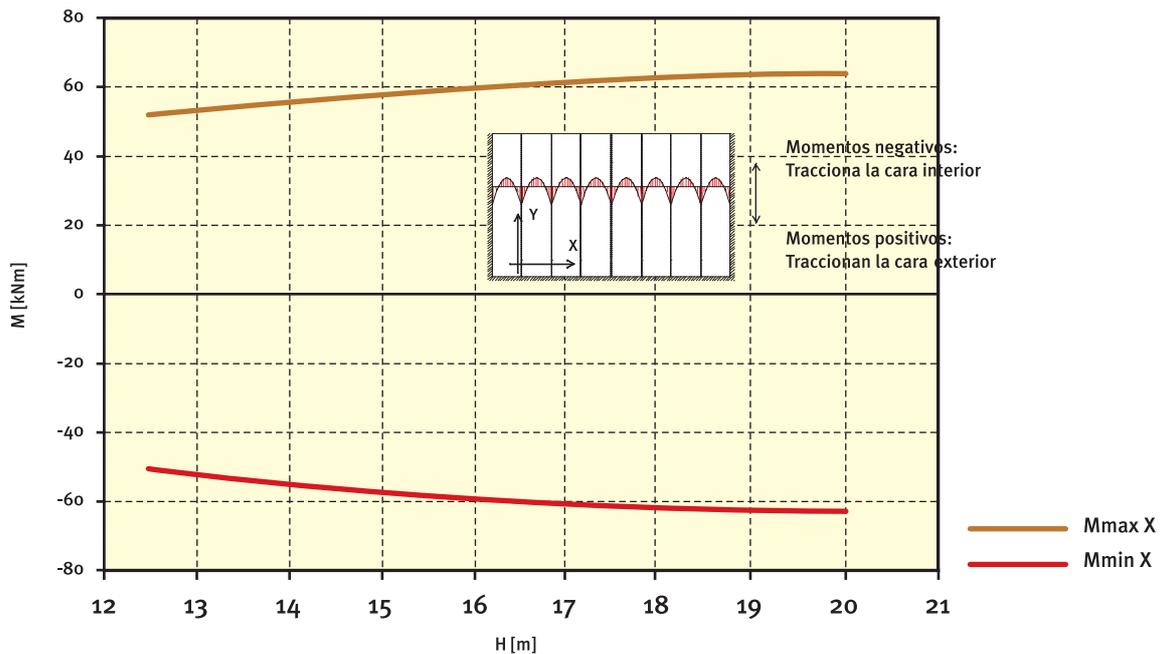


Figura AI.3.1 Fase de relleno de celdas. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje vertical (M_{dx}) en paredes exteriores.

do a que se desconoce el sentido de la acción (puesto que el relleno de celdas se puede hacer en cualquier orden) se considera el máximo valor del momento con su valor absoluto, dando lugar a un armado simétrico.

Igualmente en la figura AI.3.2 se muestra el mismo gráfico referido los momentos de eje horizontal (M_{dy}).

En la figura AI.3.3 se muestra el valor del cortante en sentido horizontal y vertical tomando el valor que éste adopta a una distancia de $1,5 d = 1,50 \times 0,20 = 0,30 m$ desde la solera en el caso del cortante V_{dy} o a $(d + c) = (0,20 + 0,20) = 0,40m$ desde el borde del muro en el caso del cortante V_{dx} .

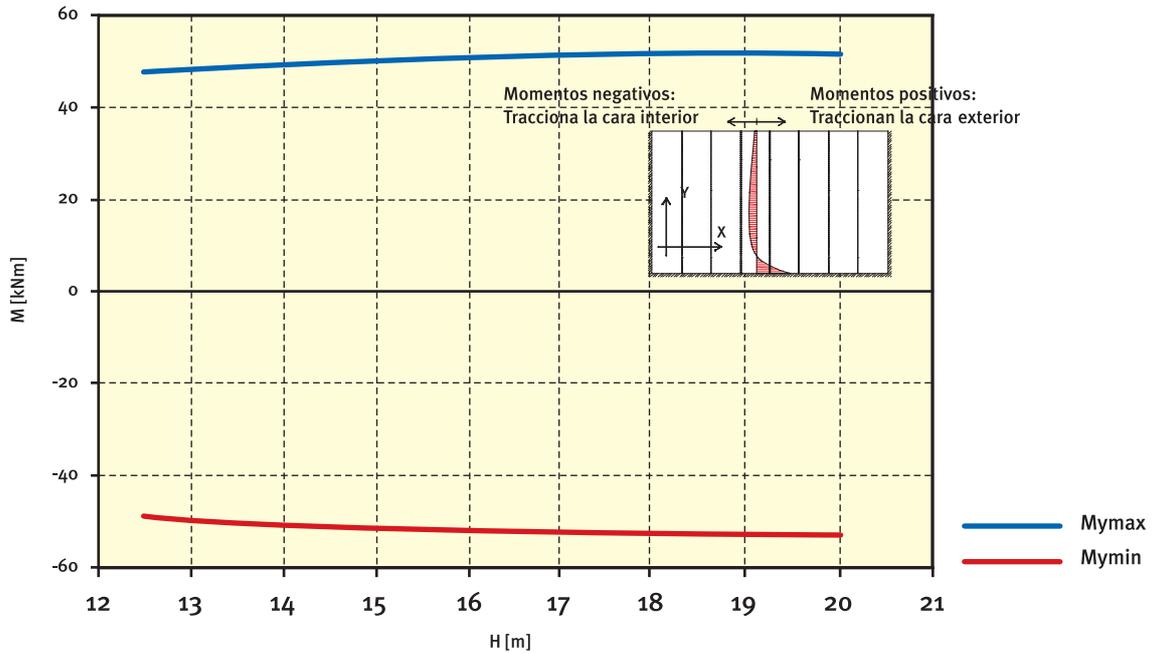


Figura AI.3.2 Fase de relleno de celdas. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje horizontal (M_{dy}) en paredes interiores.

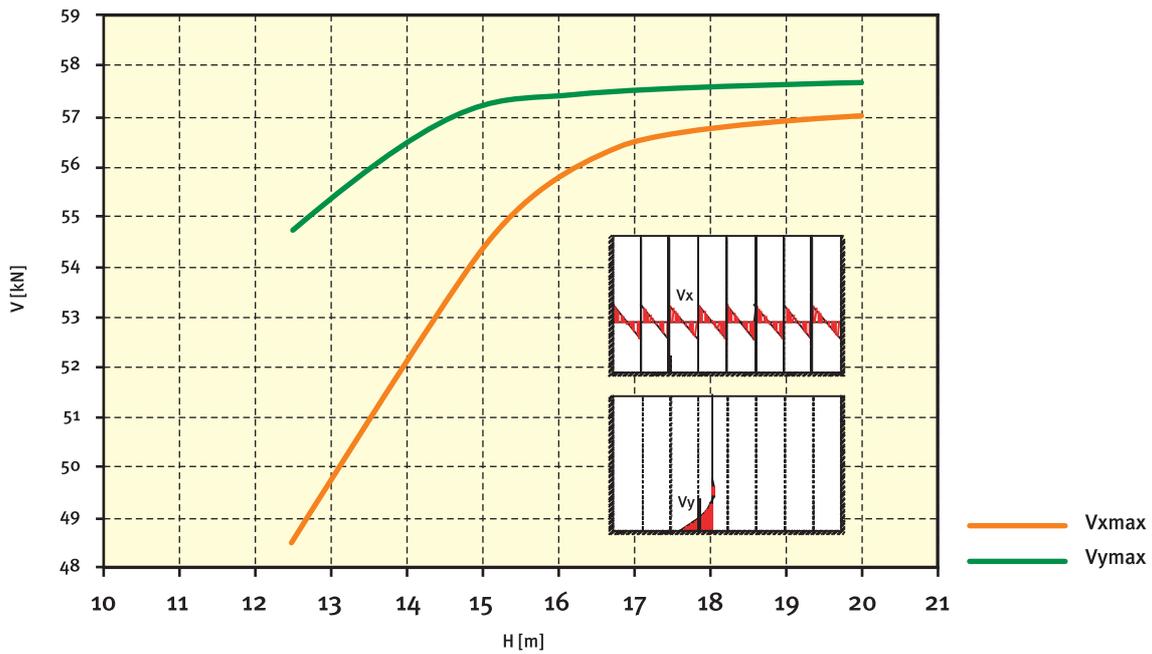


Figura AI.3.3 Fase de relleno de celdas. Valores máximos de los cortantes de cálculo (V_{dx}, V_{dy}) en paredes interiores.

Por último en la figura AI.3.4 se muestra el axil de cálculo horizontal máximo debido al empuje del relleno.

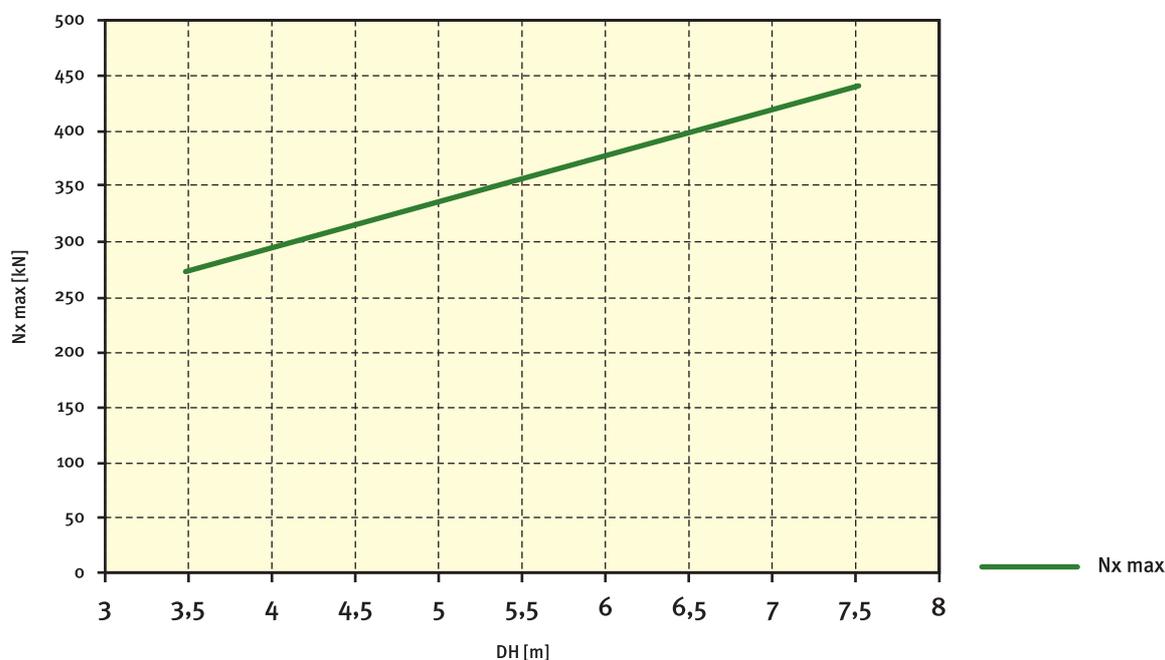


Figura AI.3.4 Fase de relleno de celdas. Valores máximos de los momentos de los ejes horizontales de cálculo en tabiques (N_{dx}).

4. MUELLE EN SERVICIO

4.1. Estado límite último

Pared Exterior

La pared exterior está sometida al empuje del relleno más el empuje debido al desnivel hidrostático (DH) entre el nivel del mar (BMVE) y el nivel de agua dentro de la celda que se supone llena. Para la realización de este estudio se ha tomado una altura total de cajón de 20 m. A continuación se presentan los gráficos siguientes:

- ◆ Momentos de cálculo de eje vertical (M_{dx}) (figura AI.4.1.1).
- ◆ Momentos de cálculo de eje horizontal (M_{dy}) (figura AI.4.1.2).
- ◆ Cortantes de cálculo en dirección horizontal (V_{dx}) y vertical (V_{dy}) (figura AI.4.1.3).

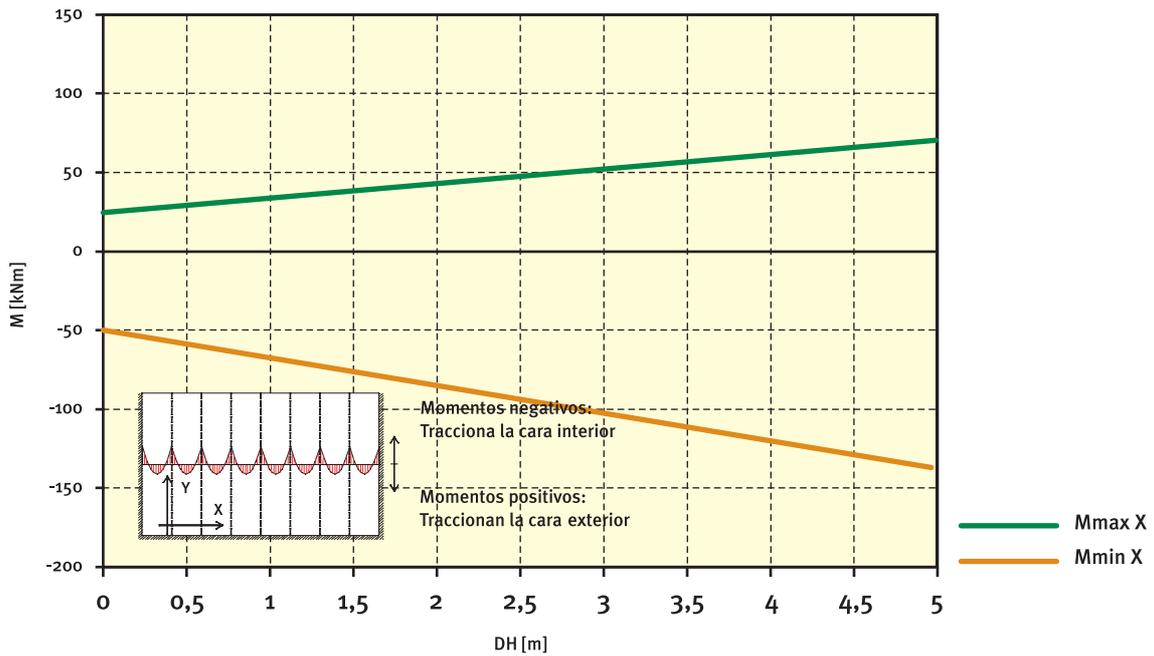


Figura AI.4.1.1 Cajón en Servicio ELU. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje vertical (M_{dx}) en paredes exteriores.

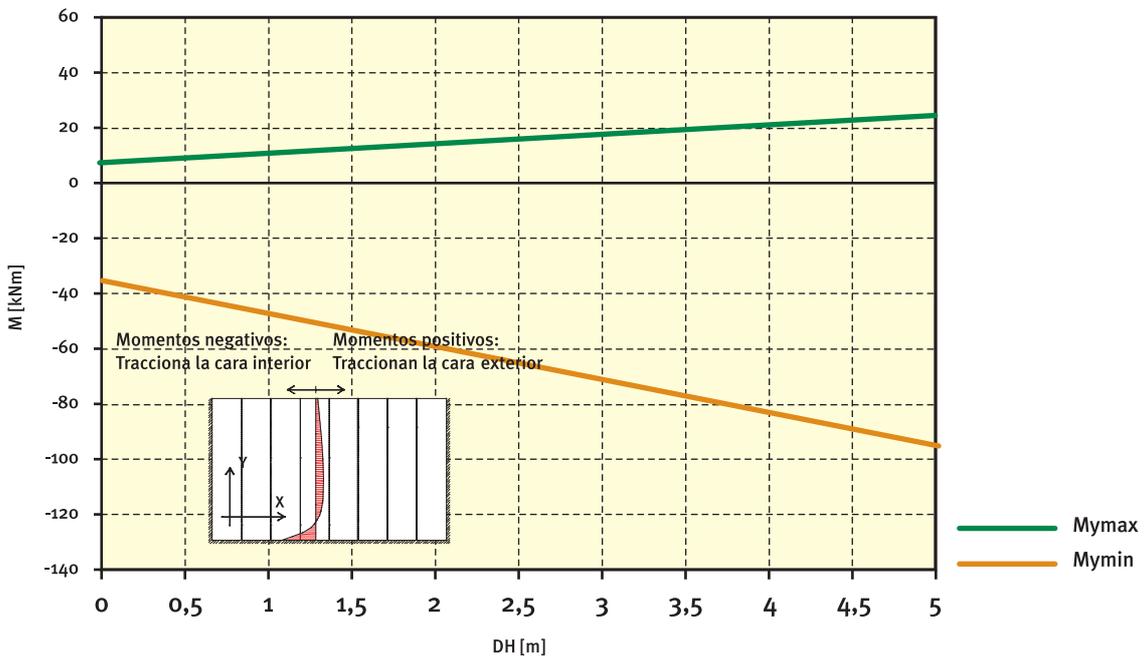


Figura AI.4.1.2 Cajón en Servicio ELU. Valores máximos de los momentos de cálculo de eje horizontal (M_{dy}) en pared exterior.

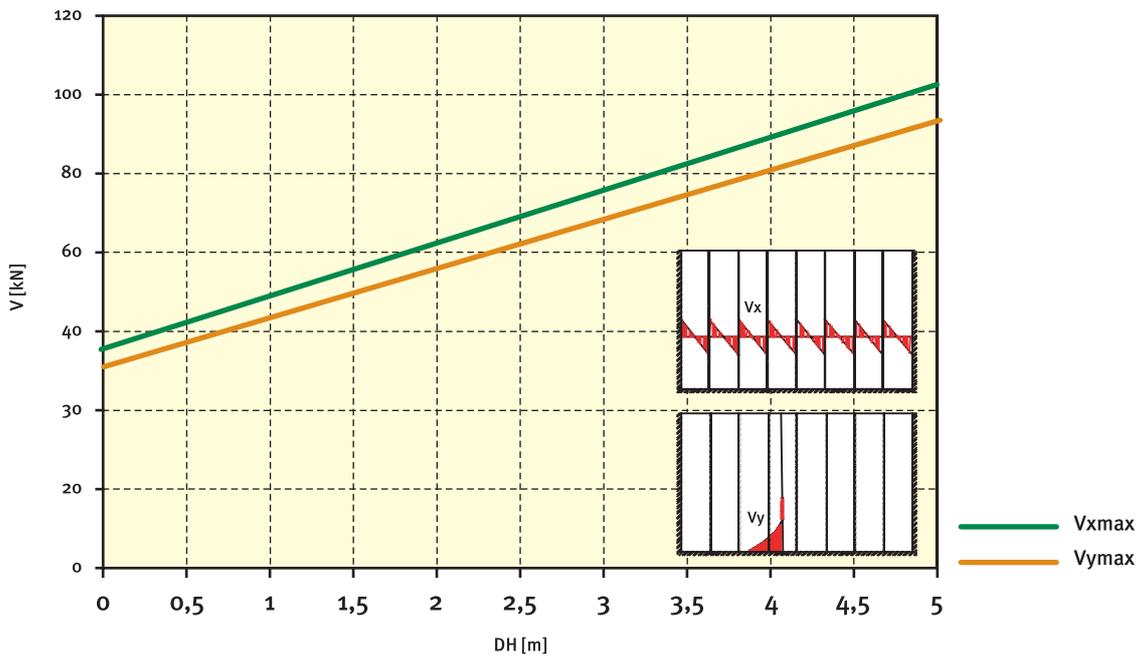


Figura AI.4.1.3 Cajón en Servicio ELU. Valores máximos de los cortantes de cálculo en dirección horizontal (V_{dx}) y vertical (V_{dy}).

4.2. Estado Límite de Servicio

En este apartado se incluyen los mismos gráficos que en ELU pero calculados para situación de Estado Límite de Servicio (ELS) y sin incluir, como es lógico, el valor de los cortantes.

Pared Exterior

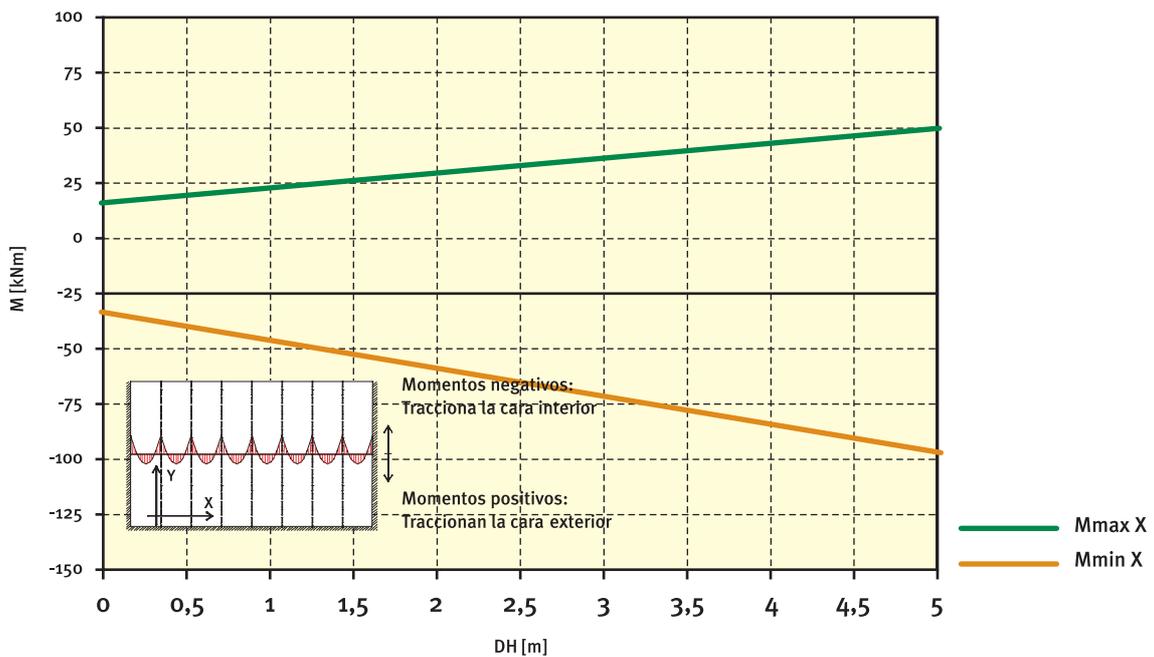


Figura AI.4.2.1 Cajón en Servicio ELS. Valores máximos de los momentos de servicio de eje vertical (M_x) en pared exterior.

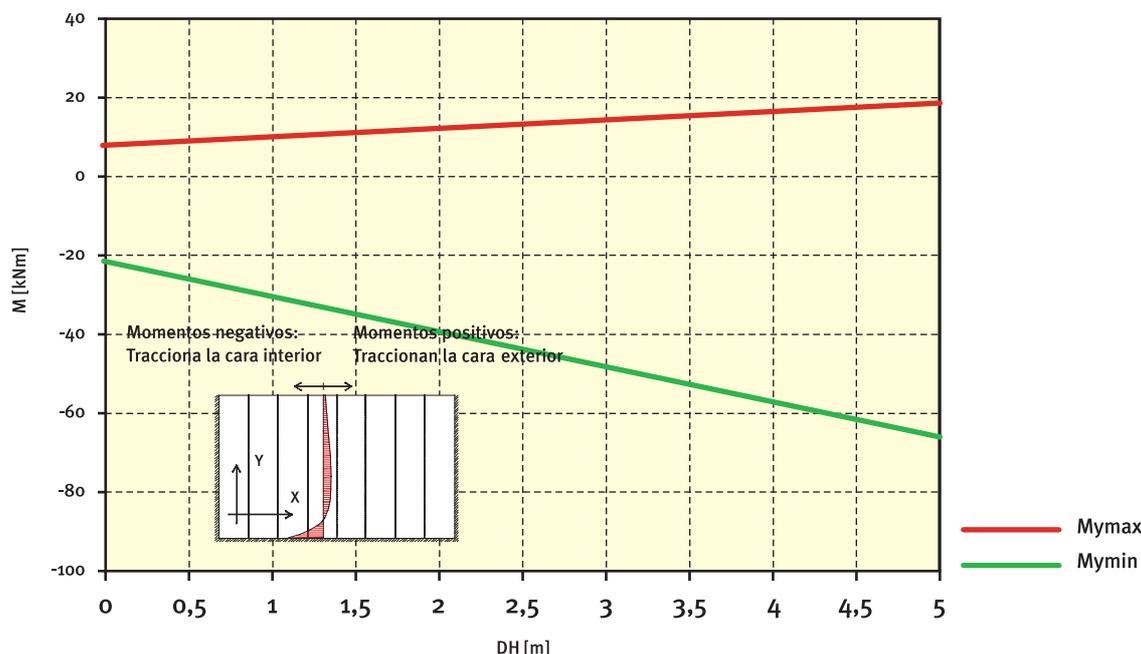


Figura AI.4.2.2 Cajón en Servicio ELS. Valores máximos de los momentos de servicio de eje horizontal (M_y) en pared exterior.

ANEXO II

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN EL PLANO HORIZONTAL EN EL CASO DE CAJONES CON CELDAS CIRCULARES

Para el caso de celdas circulares se ha elaborado un modelo de lámina bidimensional para un cajón de celdas circulares típico que representa una rebanada horizontal de cajón. Las dimensiones del cajón son de 26,12 metros de largo por 12,66 metros de ancho con aligeramientos de 3,30 metros de diámetro y un espesor de pared mínimo de 15 cm. En la figura AII.0 se muestra la geometría del cajón considerado.

En el modelo de lámina se han introducido 3 hipótesis de carga a partir de las cuales resulta posible deducir los esfuerzos que se producen en cajones con esta tipología. Las hipótesis consideradas son las siguientes:

- ◆ Empuje de agua hidrostático de 100 kN/m.
- ◆ Empuje de agua del lado mar de 100 kN/m. Este empuje se contrarresta con la diferencia de esfuerzo cortante entre la cara superior y la cara inferior del cajón (Ver figura I5.2.1). Este esfuerzo cortante se supone repartido uniformemente en la superficie de hormigón. Por lo tanto, al igual que para la hipótesis anterior se introduce un conjunto de cargas autoequilibradas, lo cual hace indiferente cómo se apoye la estructura siempre y cuando el apoyo sea isostático.
- ◆ Empuje de tierras de 100 kN/m dentro de una celda. Esta hipótesis será útil para evaluar los esfuerzos que se producen durante el llenado de las celdas.

I. EMPUJE HIDROSTÁTICO DE 100 KN/M

En la figura AII.1.1 se muestra el modelo con las cargas que se consideran aplicadas.

En la figura AII.1.2 se muestran la dirección de las tensiones principales. Como puede verse esta hipótesis da lugar a un estado de compresiones en todos los puntos.

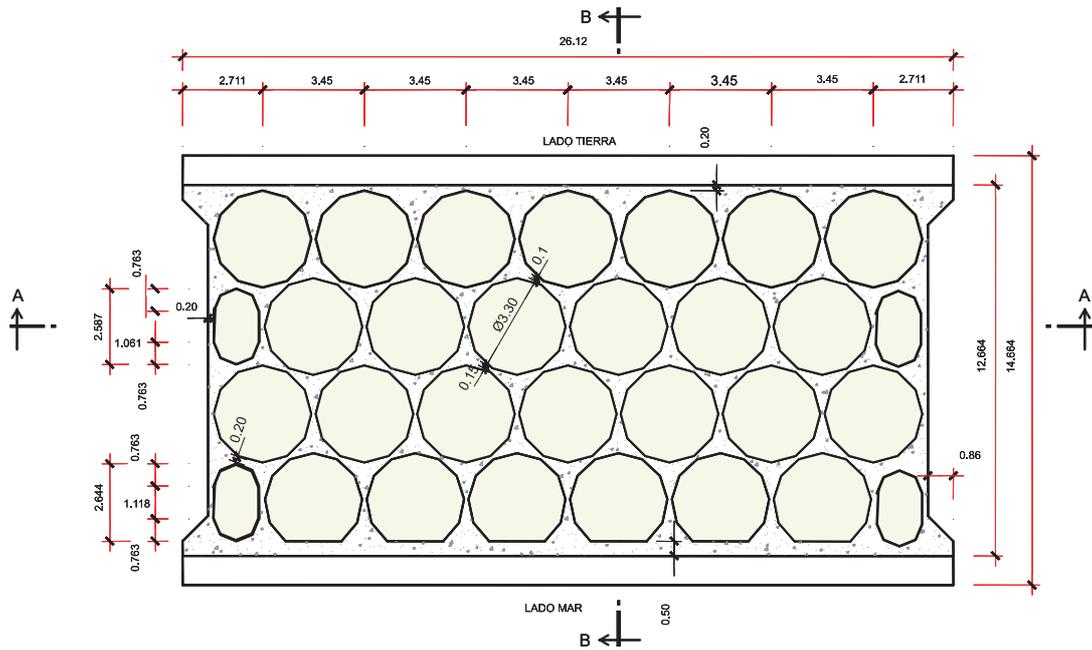


Figura AII.0 Geometría del cajón considerado.

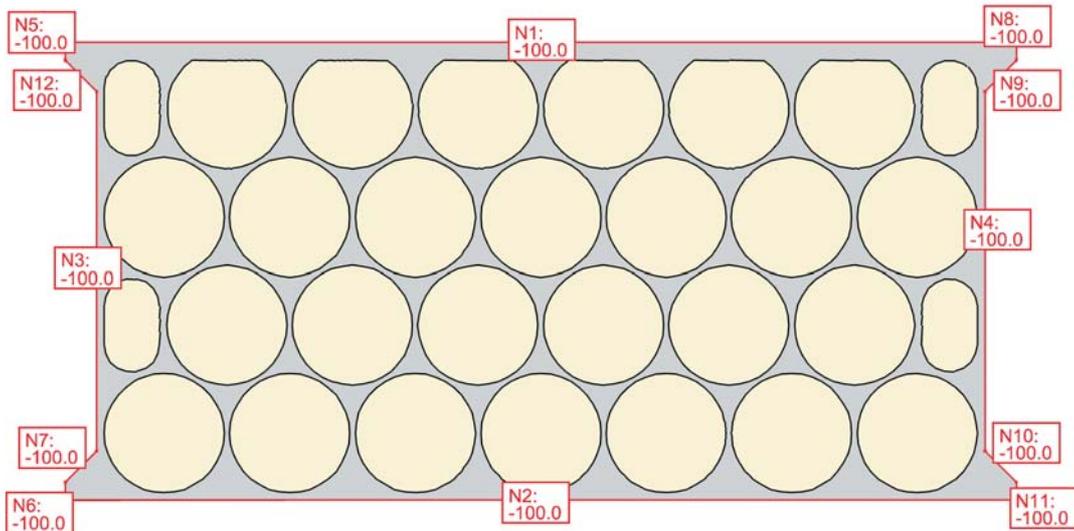


Figura AII.1.1 Aplicación de cargas.

La tensión (o esfuerzo axial por metro lineal, puesto que sus valores coinciden al considerar una rebanada de 1,00 metros de espesor en el modelo) de compresión máxima se puede obtener por equilibrio dividiendo la fuerza que se transmite por la sección de ancho mínimo (que es la que corresponde a un ancho de pared frontal de 3,45 m en el caso estudiado) por este ancho (que en este caso es de 15 cm – Ver figura AII.1.3).

$$\frac{100\text{kN} / \text{m}(3,30 + 0,15)}{0,15} = 2.300\text{kN} / \text{m}$$

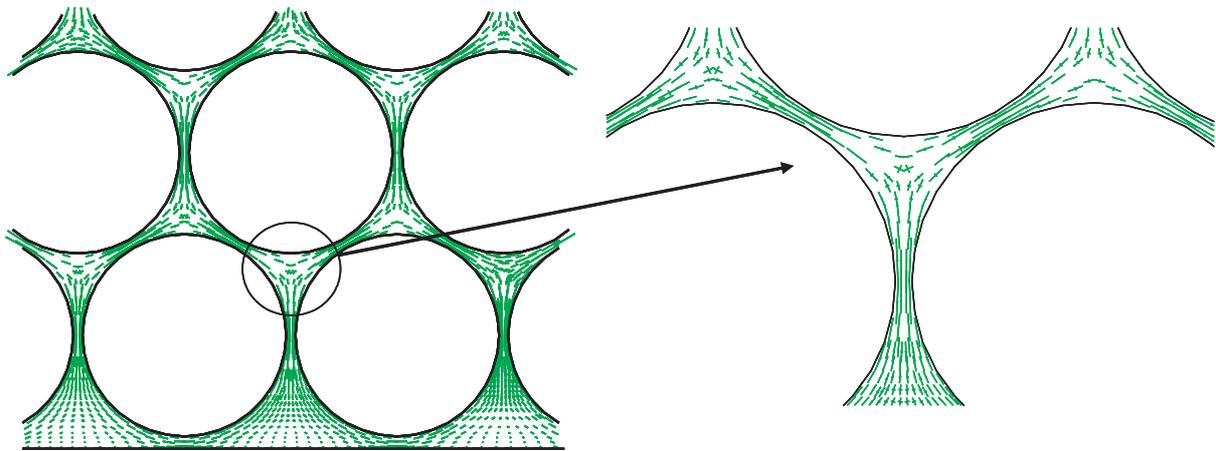


Figura AII.1.2 Tensiones principales. Detalle de zona con alta densidad de mallado.

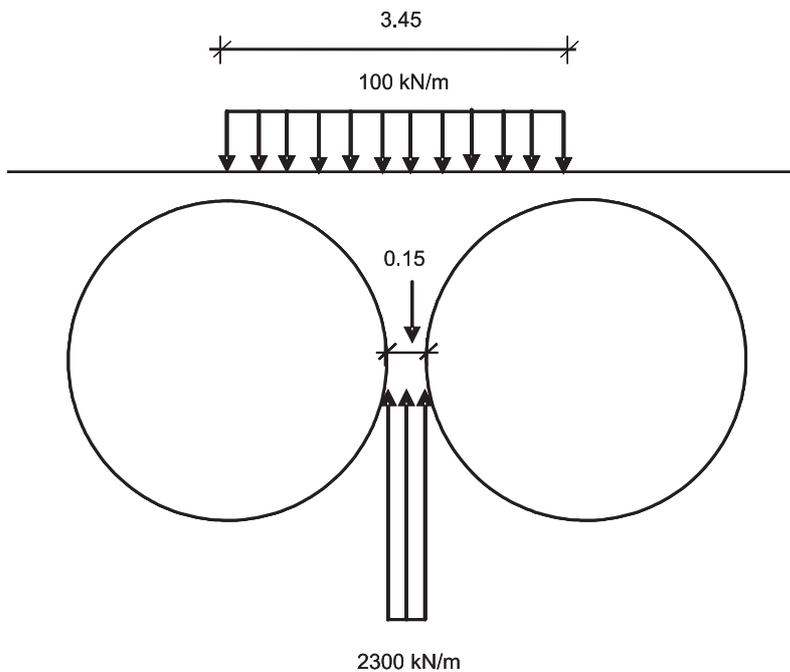


Figura AII.1.3 Equilibrio en transmisión de cargas de pared frontal a la zona de espesor mínimo

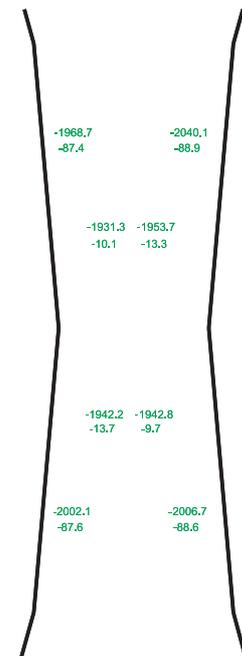


Figura AII.1.4 Valores de la tensión principal obtenidos en el modelo de cálculo

En el análisis por elementos finitos se obtiene un valor ligeramente inferior debido a que se integran las tensiones en el ancho medio del elemento que resulta ser de 0,175 m (0,15 en el punto de ancho mínimo y 0,20 en el otro extremo) por lo que se obtienen tensiones entre 1.970 y 2.000 kN/m² como se puede ver en la figura AII.4.

2. EMPUJE DESEQUILIBRADO DE 100 KN/M

El principio que se aplica es el equilibrio de la figura AII.2.1. Este equilibrio puede resumirse en la ecuación AII.2.1.

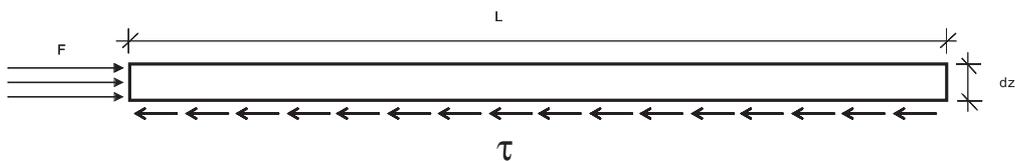
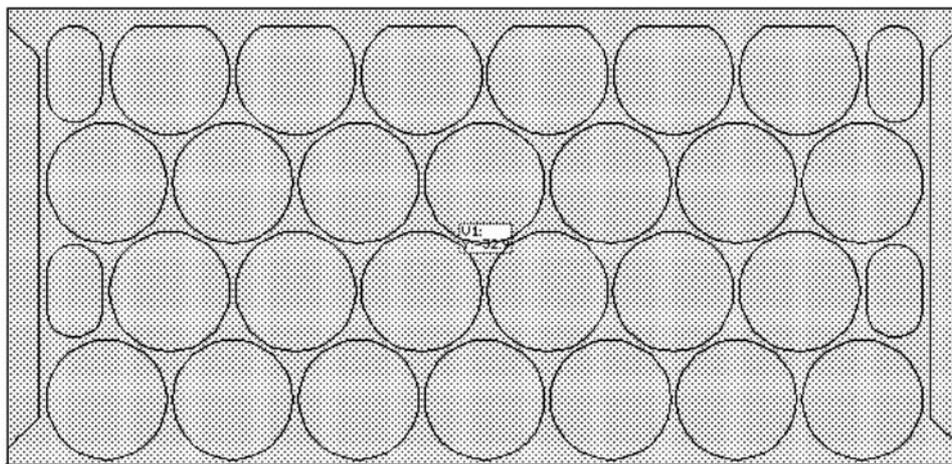


Figura AII.2.1 Equilibrio de una rebanada de espesor infinitesimal.

$$F \times dz \times b = \int_0^L \tau \times b(x) \times dx \quad (\text{ec } 15.2.1)$$

En la figura AII.2.2 se muestran las cargas aplicadas al modelo, siguiendo el esquema expuesto anteriormente.



NI
100.0

Figura AII.2.2 Aplicación de cargas en el modelo de elementos finitos.

La hipótesis de carga asimétrica da lugar a unos resultados en cierta medida distintos a los de la hipótesis anterior, debido a que, en este caso, la asimetría de la carga da lugar a la aparición de tracciones que en el caso de carga anterior eran prácticamente nulas. Las tracciones más importantes se producen en dirección paralela a la pared frontal, tanto en la zona de espesor mínimo como máximo. También se producen algunas tracciones en las zonas de transición entre aligeramientos donde los espesores son máximos. En los puntos de espesor mínimo, sin embargo, se obtienen fundamentalmente compresiones con valores algo inferiores a los obtenidos en el caso de carga I.

En la figura AII.2.3 se muestran las tensiones principales a que da lugar esta hipótesis.

En la figura AII.2.4 se muestran las tensiones principales en forma gráfica y numérica para el punto de espesor mínimo correspondiente a la pared frontal. Como puede verse en dicho punto se producen tracciones en la cara interior de la pared exterior.

Con objeto de obtener esfuerzos para estimar las necesidades de armadura en este punto se pueden interpretar los resultados de la figura AII.2.4 según se muestra en la figura AII.2.4a.

Estos resultados muestran, junto con los de la figura AII.2.4, que, a pesar de la forma circular, al no ser la carga hidrostática, la pared exterior trabaja en cierta medida como una viga continua apoyada entre aligeramientos, con alternancia de momentos positivos, que traccionan la cara contigua a los aligeramientos –zona de espesor mínimo– y momentos negativos en las zonas de espesor máximo.

Con objeto de obtener esfuerzos para estimar las necesidades de armadura en la zona de espesor máximo, se pueden interpretar los resultados de la figura AII.2.5 según se muestra en la figura AII.2.5a donde se representa la ley de axiles por metro lineal en la zona traccionada de la pared.

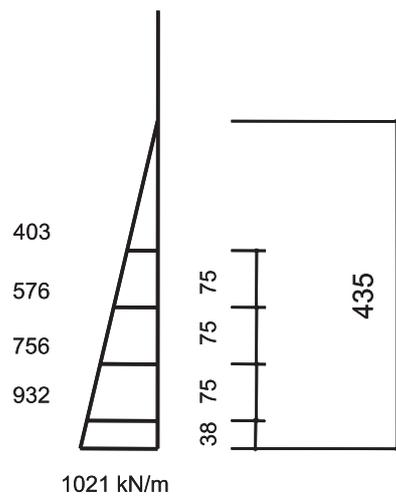


Figura AII.2.5a Interpretación de los resultados del modelo de elementos finitos de la figura AII.2.5.

La armadura a disponer debe ser capaz de absorber la tracción total generada que se puede obtener integrando el diagrama:

$$N = \frac{1}{2} \cdot 1.021 \times 0,435 \times \frac{q_{real}}{100 \text{ kN/m}} = 222,06 \text{ kN} \times \frac{q_{real}}{100 \text{ kN/m}}$$

En las figuras AII.2.6 y AII.2.7 se muestra el estado tensional en un aligeramiento interior. En ambas figuras se observa un comportamiento muy similar. La zona más crítica es la señalada mediante un símbolo de corte. En dicha sección, de 27,5 cm de espesor, se puede estimar que la mitad de la sección se halla traccionada. El valor de tracción máximo, de 1.170 kN/m, aparece en la figura AII.2.6 y corresponde al centro del elemento finito correspondiente que se sitúa a 0,07 m del borde, por lo que la tracción integrada en media sección y por lo tanto la capacidad mecánica que debería tener la armadura dispuesta en 1 metro, sería aproximadamente:

$$N \approx \frac{1}{2} \left(1.170 \times \frac{0,138}{0,138 - 0,07} \right) \times \frac{0,275}{2} \times \frac{q_{real}}{100 \text{ kN/m}} = 163 \frac{q_{real}}{100 \text{ kN/m}}$$

Por último, como se ha visto anteriormente, las compresiones máximas se producen en las secciones de espesor mínimo situadas entre aligeramientos y más próximas a la pared exterior. Estas compresiones son del mismo orden de magnitud que las obtenidas para la hipótesis de empuje hidrostático y van disminuyendo a medida que se examinan zonas más alejadas de la pared exterior debido a que la carga exterior aplicada se va compensando por la actuación de la tensión tangencial superficial que la equilibra.

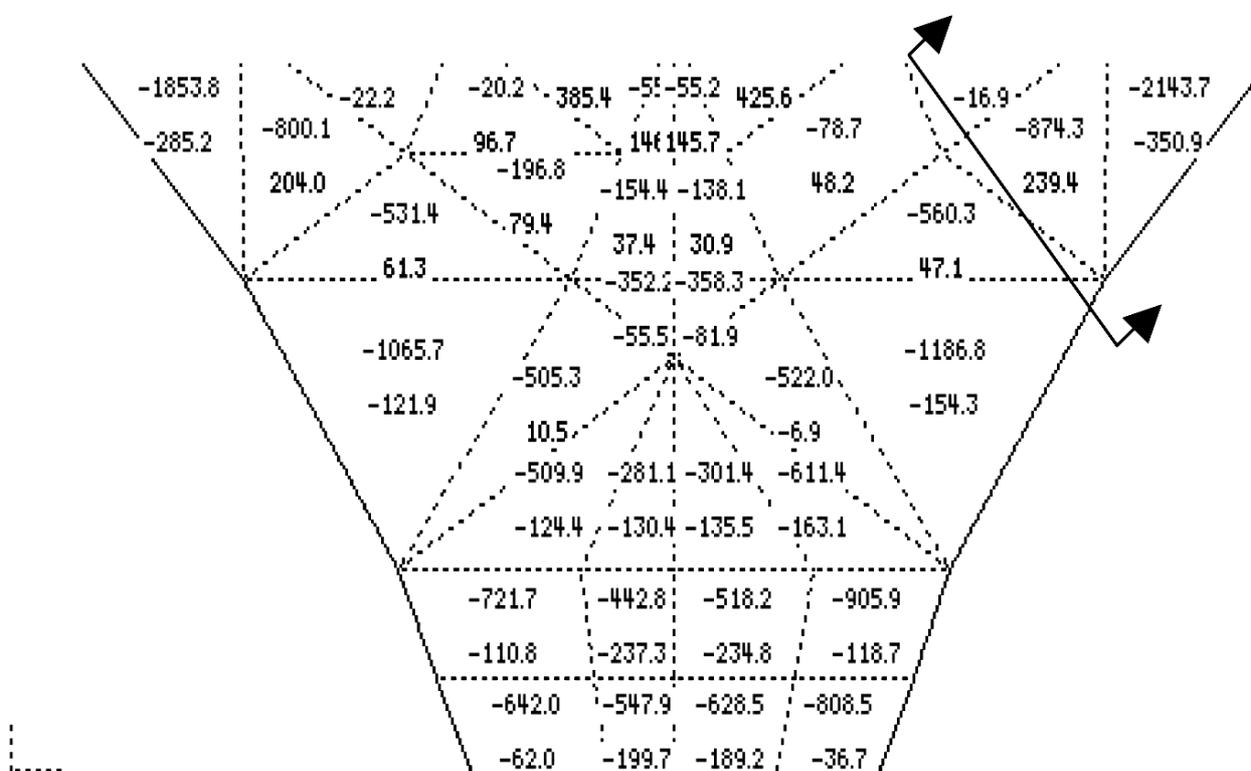
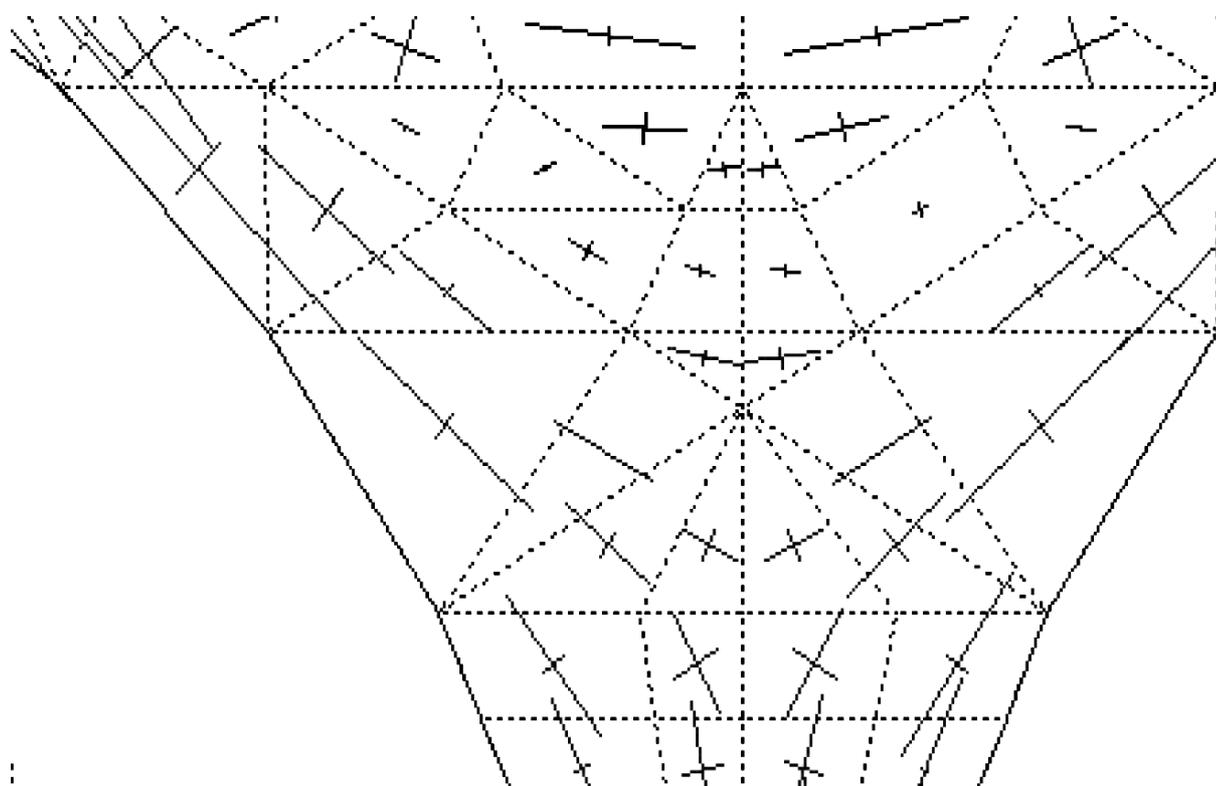


Figura AII.2.6 Estado tensional en torno a un aligeramiento interior (I).

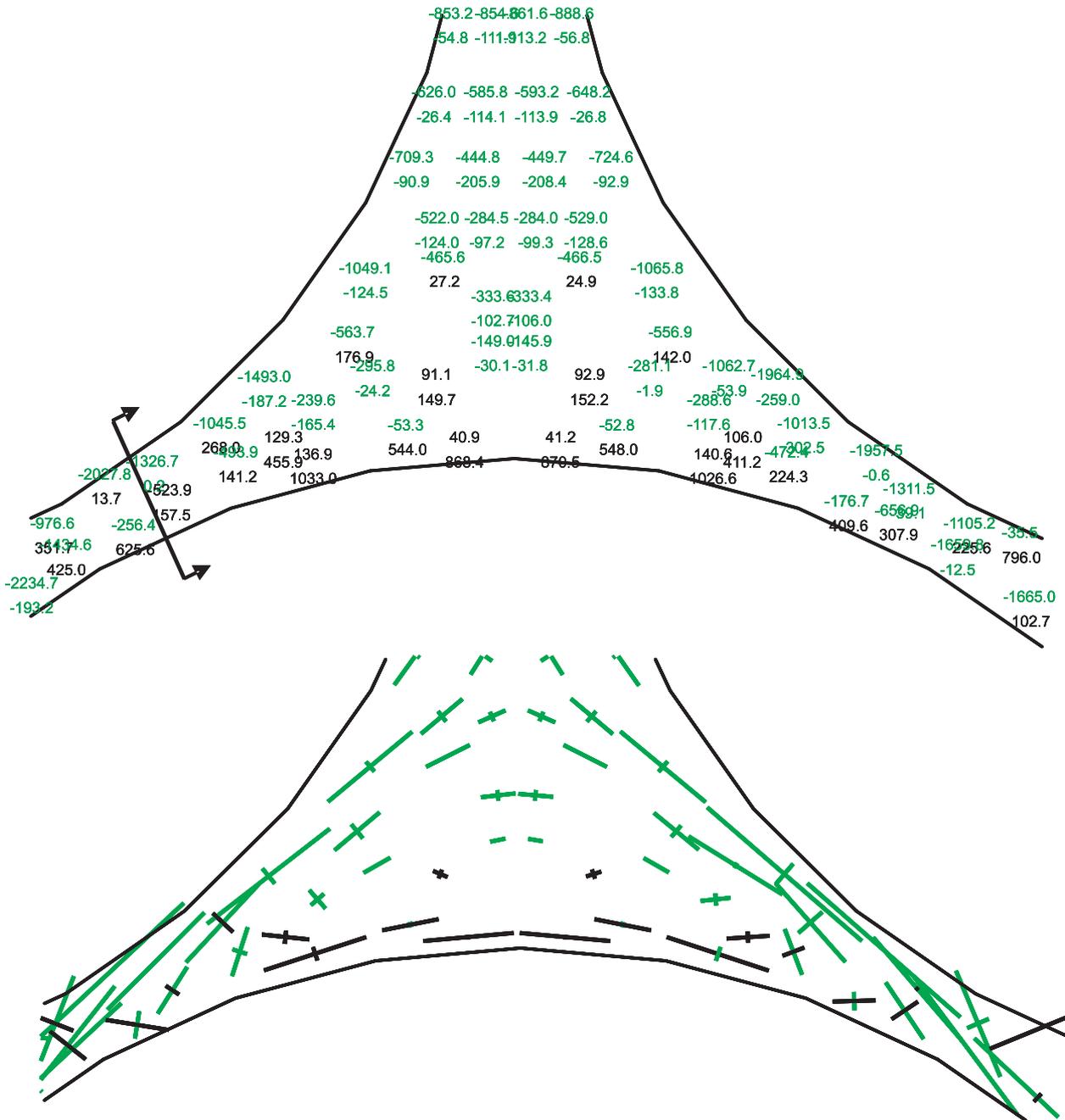


Figura AII.2.7 Estado tensional en torno a un aligeramiento interior (II).

3. RELLENO DE UNA CELDA. CARGA DE 100 KN/M

En este apartado se muestra el estado tensional debido a la aplicación de una carga radial de 100 kN/m aplicada en un aligeramiento. A partir de esta hipótesis se pueden determinar las fuerzas por metro lineal que se producen en torno a la celda debido a la hipótesis de relleno. En la figura AII.3.1 se muestran las cargas aplicadas en el modelo.

En la figura AII.3.2 se muestran las tensiones o axiles principales. Como puede verse se genera un estado de tracciones en torno al aligeramiento que vienen acompañadas de una flexión debida a la falta de compensación de las cargas en los aligeramientos contiguos que hace que las tracciones sean más importantes en la cara más alejada del aligeramiento. El valor máximo depende lógicamente de la discretización. No obstante a partir de los datos de la figura AII.3.3 se puede evaluar cuál es la máxima tracción suponiendo que los valores indicados corresponde a un elemento de ancho medio y suponiendo que el valor indicado corresponde al valor correspondiente al centro del elemento. En este caso, es necesario hacer una estimación debido a que las dimensiones del elemento (15 cm) no permiten afinar más la discretización de la malla de elementos finitos.

A partir de estas hipótesis se puede determinar que el estado tensional de la sección más solicitada se corresponde con el representado en la figura AII.3.3a.

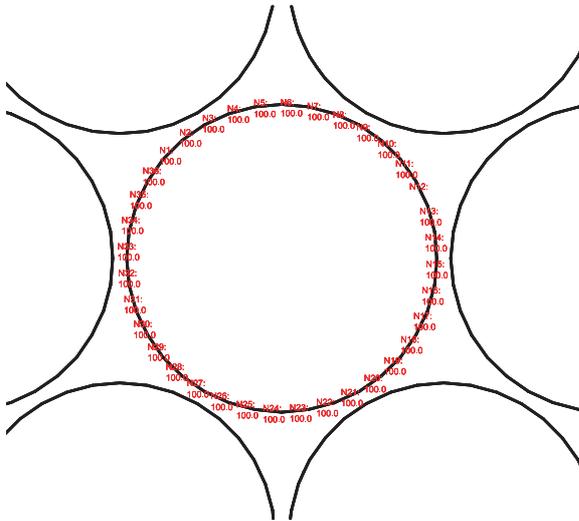


Figura AII.3.1 Aplicación de cargas en el modelo

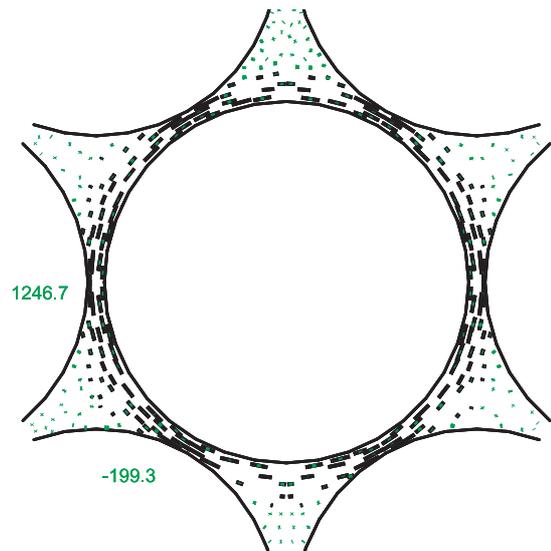


Figura AII.3.2 Tensiones/Axiles principales en torno al aligeramiento debido a una fuerza radial

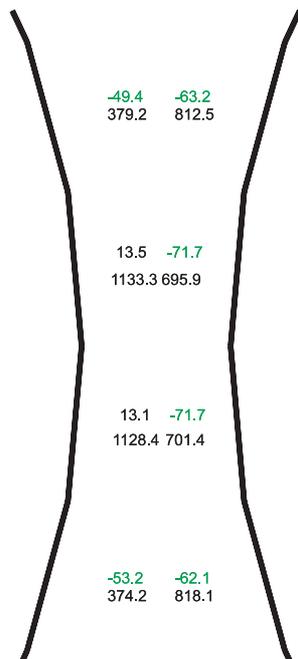


Figura AII.3.3 Valores de las tensiones/axiles principales.

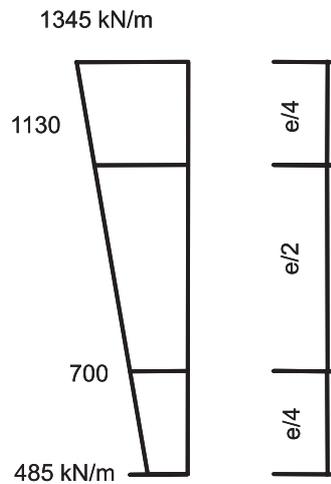


Figura AII.3.3a Interpretación de los resultados del análisis de elementos finitos

A partir de esta ley de distribución de esfuerzos axiales y la carga real actuante (q_{real}) es posible obtener por integración un axil y un momento que permiten dimensionar o comprobar la sección:

$$N = \frac{(1.345 - 485)}{2} \times 0,15 \times \frac{q_{real}}{100kN/m} = 137,25kN \times \frac{q_{real}}{100kN/m}$$

$$M = \frac{(1.345 - 485)}{2} \times 0,15 \times (0,15/2 - 0,15/3) \times \frac{q_{real}}{100kN/m} = 1,62kNm \times \frac{q_{real}}{100kN/m}$$

ANEXO III

NOTACIÓN

En este anejo se definen los símbolos de uso más extendido en este Manual. Como criterio general, se indican siempre con mayúsculas las acciones y las fuerzas resultantes de dichas acciones. Las fuerzas distribuidas o empujes se denominan siempre con letras minúsculas.

Alfabeto griego

δ	Ángulo de rozamiento terreno-estructura.
γ	Peso específico sumergido.
γ_A	Coefficiente de mayoración de cargas accidentales.
γ_c	Coefficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
γ_G	Coefficiente de mayoración de las cargas permanentes.
γ_{G^*}	Coefficiente de mayoración de las cargas permanentes de valor variable.
γ_Q	Coefficiente de mayoración de las sobrecargas.
γ_s	Coefficiente de minoración de la resistencia del acero.
γ_w	Peso específico del agua.
λ	Coefficiente de empuje horizontal.
μ	Momento reducido.
ρ	Radio metacéntrico.
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal (cortante).
σ	Tensión.
ω	Cuantía de armadura (dimensionamiento a flexión).
ψ	Coefficiente de combinación.

Minúsculas

b	Ancho.
d	Canto útil.
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón.
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón.
f_{yk}	Resistencia característica del acero.
f_{yd}	Resistencia de cálculo del acero.
h	canto.
q	carga repartida.
u	Perímetro de una celda.
γ_C	Altura del centro de carena respecto a la base.
γ_G	Altura del centro de gravedad respecto a la base.
z	Profundidad respecto al nivel del agua.

Mayúsculas

A	Área de una celda.
A_s	Área de armadura.
I	Momento de inercia.
M	Momento flector.
U_0	Capacidad mecánica del hormigón.
V	Esfuerzo cortante.

Acciones y presiones

E_a, e_a	Empuje Hidrostático, Empuje de agua en trasdós de muelle o dique.
E_{co}, e_{co}	Cresta de Oleaje (Ola cuasipermanente o extraordinaria).
E_r, e_r	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo).
E_{so}, e_{so}	Seno de Oleaje (Ola cuasipermanente o extraordinaria).
E_T, e_T	Empuje de Tierras sobre trasdós de muelles o diques trasdosados.
E_{Ts}, e_{Ts}	Incremento del Empuje de Tierras sobre el trasdós de muelles o diques trasdosados por efecto del Sismo (Método de Mononome- Okabe).
EQ	Sismo.
P_a, p_a	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes).
P_c	Reacción del terreno.
$P_{co,s}, p_{co,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola (Ola cuasipermanente o extraordinaria).
P_b, p_b	Peso del agua contenida en las celdas del cajón.
P_{lz}, p_{lz}	Peso del agua que gravita sobre las zapatas.
P_o, p_o	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P_{oc} y paredes P_{op}). $P_o = P_{oc} + P_{op}$.
P'_r, p'_r	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo).
P_r, p_r	Peso del Relleno de tierras que se transmite por la superficie de la celda, (Efecto Silo).
P_{so}, p_{so}	Sobrecarga de uso.
$P_{so,s}, p_{so,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola (Ola cuasipermanente o extraordinaria).
P_t, p_t	Peso de tierras sobre zapata.

