

**ANNEX 7.
SISTEMA
D'EMMAGATZEMATGE**

**PROJECTE D'URBANITZACIÓ DEL PLA PARCIAL URBANÍSTIC
SECTOR SUD-1 "COSTA DELS CARROS", AL TERME MUNICIPAL DE ROSSELLÓ (SEGRIÀ)**

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

ÍNDEX

1. INTRODUCCIÓ	5
2. ARQUETA D'ENTRADA	5
2.1. DIMENSIONAMENT	5
2.2. CÀLCULS ESTRUCTURALS	6
3. DIPÒSIT D'ACUMULACIÓ	6
3.1. MEMÒRIA DE CÀLCUL DIPÒSIT NORD	8
3.2. MEMÒRIA DE CÀLCUL DIPÒSIT SUD	72
4. SISTEMA DE BOMBAMENT	136
4.1. SISTEMA NORD	136
4.2. SISTEMA SUD	140
5. ARQUETA VALVULERIA	144
6. ARQUETA DE TRENCAMENT DE CÀRREGA	144
6.1. CÀLCULS ESTRUCTURALS	144
7. CÀLCULS HIDROLÒGICS	144
7.1. CÀLCUL HIDROLÒGIC SECTOR NORD	145
7.2. CÀLCUL HIDROLÒGIC SECTOR SUD	147

1. INTRODUCCIÓ

Cada vegada més, l'aprovació d'un planejament urbanístic comporta la solució dels possibles problemes generats a causa d'una nova zona urbanitzada. De fet, el present annex es redacta per analitzar la incidència de la urbanització del sector SUD-1, dins del conjunt del territori i justificació de la suficiència de l'ampliació prevista de la xarxa primària per atendre les demandes de la nova urbanització i l'impacte territorial induït per aquesta.

Una de les incidències i potser la que genera una major afecció és el canvi del règim d'escorrenties d'una conca. Així doncs cal minimitzar els danys, aigües avall de la nova actuació, sobre zones urbanes consolidades.

El disseny del sistema de recollida d'aigües pluvials de la nova àrea, segueix el mateix sentit amb el que actualment i de manera natural, es condueix l'escorrentia fins al límit est del sector, on s'hi traça el Canal de Pinyana.

En relació a aquest vessament de les aigües pluvials a la xarxa de desguàs de la Comunitat General de Regants del Canal de Pinyana, l'Ajuntament de Rosselló ha signat un conveni amb l'esmentada Comunitat en el que s'autoritza el vessament de les aigües del sector SUD-1 al Canal de Pinyana, condicionat al compliment dels cabals màxims de vessament fixats en el mateix conveni, garantits per la disposició de dipòsits de laminació amb capacitat suficient.

El sistema d'emmagatzematge estarà format per quatre elements principals:

- Arqueta d'entrada
- Dipòsit d'acumulació prefabricat
- Sistema de bombament
- Arqueta de trencament de càrrega

Amb la finalitat de minimitzar el volum del dipòsit d'acumulació, es preveu que els solars del sector regulin el vessament de les aigües pluvials del propi solar a la xarxa de pluvials del sector mitjançant la previsió de dipòsits a cada parcel·la.

Donat que el sector es divideix en dues grans fondalades, tots els càlculs es dupliquen, de manera que trobem dos sistemes d'emmagatzematge definits com zona nord i zona sud. Pel que fa al costat est del sector situat entre la carretera N-230 i el canal de Pinyana, s'obvia degut a la poca superfície d'aquest àmbit, així com la inviabilitat de construir-hi un dipòsit. La recollida d'aigües pluvials d'aquesta zona, connectaran directament al canal.

2. ARQUETA D'ENTRADA

Es dimensiona la xarxa de pluvials segons annex 6, de manera que els col·lectors tenen capacitat suficient per conduir les aigües pluvials recollides i fer-ho amb la pendent indicada als plànols, que s'ajusta a la pavimentació dels vials.

No obstant en arribar al punt d'abocament al dipòsit, ens veiem obligats al limitar el diàmetre màxim de cara a la perforació dels panells del dipòsit, i per tant necessitem definir una arqueta d'arribada, que permeti ramificar l'entrada, fixant com a diàmetre màxim un tub de 400 mm.

Aprofitant la construcció d'aquest element, s'aprofitarà per dur a terme un canvi de material dels tubs. La totalitat de la xarxa està formada per canonades de PEAD de doble capa per sanejament, i en canvi l'entrada al dipòsit estarà formada per tubs d'acer inoxidable. Aquest aspecte resulta beneficiós per dues raons, en primer lloc l'espessor de paret dels tubs d'inoxidable és menor que la dels tubs de polietilè, així com també el coeficient de rugositat; d'aquesta manera es millora la capacitat hidràulica dels col·lectors.

COSTAT NORD

ARQUETA	ENTRADES			SORTIDES			CABAL (l/s)
	nº	Ø	%	nº	Ø	%	
Nord	1	630	1,0	4	400	3,0	2.567,8
	1	800	1,0				

Taula 1. Ramificacions d'arquetes del costat nord

COSTAT SUD

En aquest cas, tenint en compte que el col·lector d'arribada és de diàmetre 400 mm (suficient per accedir al dipòsit), no és necessària la construcció d'una arqueta de ramificació; únicament s'aprofita el darrer pou de registre de l'eix PLV-19 que permet un canvi de direcció, per tal de dur a terme el canvi de material i així l'entrada es pugui fer amb un tub d'acer inoxidable. Això suposa que els 3,85 metres finals de l'eix esmentat siguin d'acer inoxidable i no pas de polietilè.

2.1. DIMENSIONAMENT

El dimensionament de l'arqueta, ha de contemplar que la distància entre eixos dels tubs de sortida ha de ser de 2,35m. Condicionant explícita del fabricant del dipòsit, que confirma que la perforació dels panells, s'ha de dur a terme a l'eix central d'aquests.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

ARQUETA	Dimensions exteriors (m)	Gruix parets (cm)	FONDÀRIA TOTAL (m)
Nord	4,0 x 2,70	25	3,50

Taula 2. Dimensions interiors de les arquetes

El gruix de la solera serà de 30 cm, mentre que la llosa superior serà de 25 cm; per tant l'altura interior útil serà de 2,60 m.

2.2. CÀLCULS ESTRUCTURALS

El càlcul estructural de l'arqueta es pot observar a l'annex núm. 20 del projecte. No obstant en ell únicament s'hi adjunta el càlcul més desfavorable de totes les arquetes necessàries per la implantació dels dos sistemes d'emmagatzematge. Per analogia, si la resta d'aquests elements s'ajusten a la mateixa metodologia d'armat, formigons i geometria de murs i lloses, s'entén que també seran aptes.

3. DIPÒSIT D'ACUMULACIÓ

S'ha optat per dissenyar un dipòsit d'acumulació, la funció del qual no serà la de laminar volums, sinó la d'emmagatzemar un volum màxim que serà abocat a la xarxa un cop hagi finalitzat l'episodi de pluja. Prèviament s'ha estudiat la possibilitat d'un dipòsit de laminació, però condicionants com la ubicació del dipòsit i les característiques geotècniques del terreny, fan difícil, donades les limitacions del càlcul, assegurar el funcionament òptim d'un dipòsit d'aquestes característiques, per la qual cosa s'ha optat per un dipòsit d'acumulació.

Els dos dipòsits a construir seran de tipus prefabricat de la casa comercial PLANAS PREFABRICATS. D'estructura circular estaran formats per elements laminars prefabricats de formigó pretensat, disposat circularment i cosits mitjançant armadures circumferencials posteses a base de tendons monocordó no adherents de 15,2 mm. En referència a la coberta, està formada per plaques alveolars (30+5).

El volum de tots dos dipòsits, es justifica en el punt 6 del present annex, i s'avalua amb un total de 1300 m³ útils, corresponents a 1070 m³ necessaris, més un 20% de resguard.

DESCRIPCIÓ DE L'ESTRUCTURA

Les principals característiques d'ambdós dipòsits són les següents:

CARACTERÍSTIQUES	DIPÒSIT NORD	DIPÒSIT SUD
Alçada del dipòsit	5,50 m	6,50 m
Diàmetre interior	18,34 m	16,83 m
Nº panells	25 ut	23 ut
Capacitat total	1.464 m ³	1.447m ³
Superfície de la coberta	285 m ²	242 m ²
Diàmetre de la coberta	18,95 m	17,45 m
Nº jàceres	6 ut	6 ut
Nº pilars	8 ut	8 ut
Placa alveolar 30+5	40 ut	46 ut
Sobrecàrrega coberta	3.050 kg	2.850 kg

Taula 3. Característiques dels dipòsits

Als punts següents s'adjunten les memòries de càlcul de cadascun dels dipòsits.

DESCRIPCIÓ DE LES FASES CONSTRUCTIVES

Per començar amb la construcció del dipòsit, primer s'ha de construir una llosa on assentar-lo. Aquesta llosa es construirà d'acord amb els plànols facilitats pel departament tècnic. Feta la llosa es muntaran els panells prefabricats que conformen el dipòsit.

Amb el dipòsit totalment muntat, s'ompliran les juntes verticals i es formigonaran els congrenys perimetrals, tant els exteriors com els interiors. L'encofrat dels congrenys es farà amb fustes o xapes metàl·liques, mai amb elements ceràmics.

Fets els congrenys, es procedeix a segellar el dipòsit i al postessat del mateix. Posteriorment es munta la coberta i es segella.

SEGELLAT DE LA JUNTA VERTICAL ENTRE PANELLS

Es col·locarà un fons de junta Roundex (Ø 30 mm), amb un reblert de formigó més expansiu a l'interior de la junta. A la cara interior del dipòsit, a l'aresta interna dels panells, s'aplica una massilla de poliuretà, i com acabat exterior un revestiment impermeabilitzant flexible bicomponent, amb un ample de 20 cm.

SEGELLAT DE LA UNIÓ ENTRE EL PANELL VERTICAL I LA SOLERA DEL DIPÒSIT

Es disposaran dos cordons de poliuretà monocomponent en tot el perímetre. A l'interior, just al contacte entre el panell i el congreny perimetral es col·locarà un cordó monocomponent expansiu al contacte amb l'aigua en tot el perímetre.

A nivell superficial hi haurà un revestiment impermeabilitzant flexible bicomponent a base de ciment i resines.

CONNEXIONS

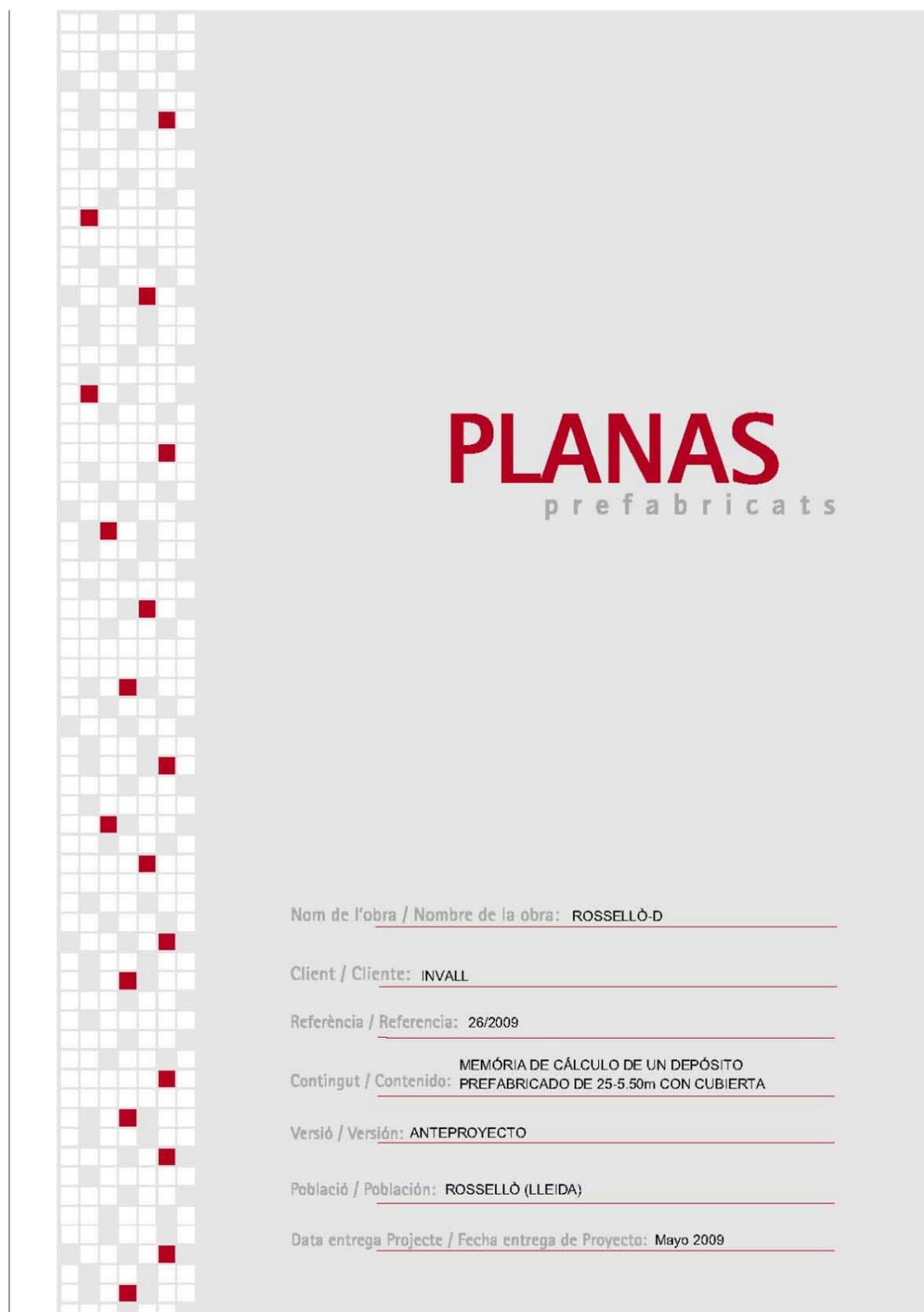
Els dipòsits estan formats per panells de formigó armat, d'alta resistència i postessat perimetralment amb cables d'acer galvanitzat.

Els panells estan pretensats verticalment, de forma que queden comprimits sota un estat de càrregues nul.

La situació tant dels cables de pretensat com de postessat ens poden condicionar a l'hora de fer entrades i sortides a través dels panells verticals. Precisament, aquesta és la raó de què s'especifiqui aquest punt la memòria, per tenir en compte que cal fixar aquests punts d'entrada i sortida d'acord amb el fabricant, així com el tipus de passamurs que s'ha de disposar.

Es projecten les unions amb passatubs d'acer inoxidable amb dos arcs soldats, un a cada extrem i amb una junta d'estanqueïtat.

3.1. MEMÒRIA DE CàLCUL DIPÒSIT NORD



PLANAS
prefabricats

Nom de l'obra / Nombre de la obra: ROSSELLÒ-D

Client / Cliente: INVALL

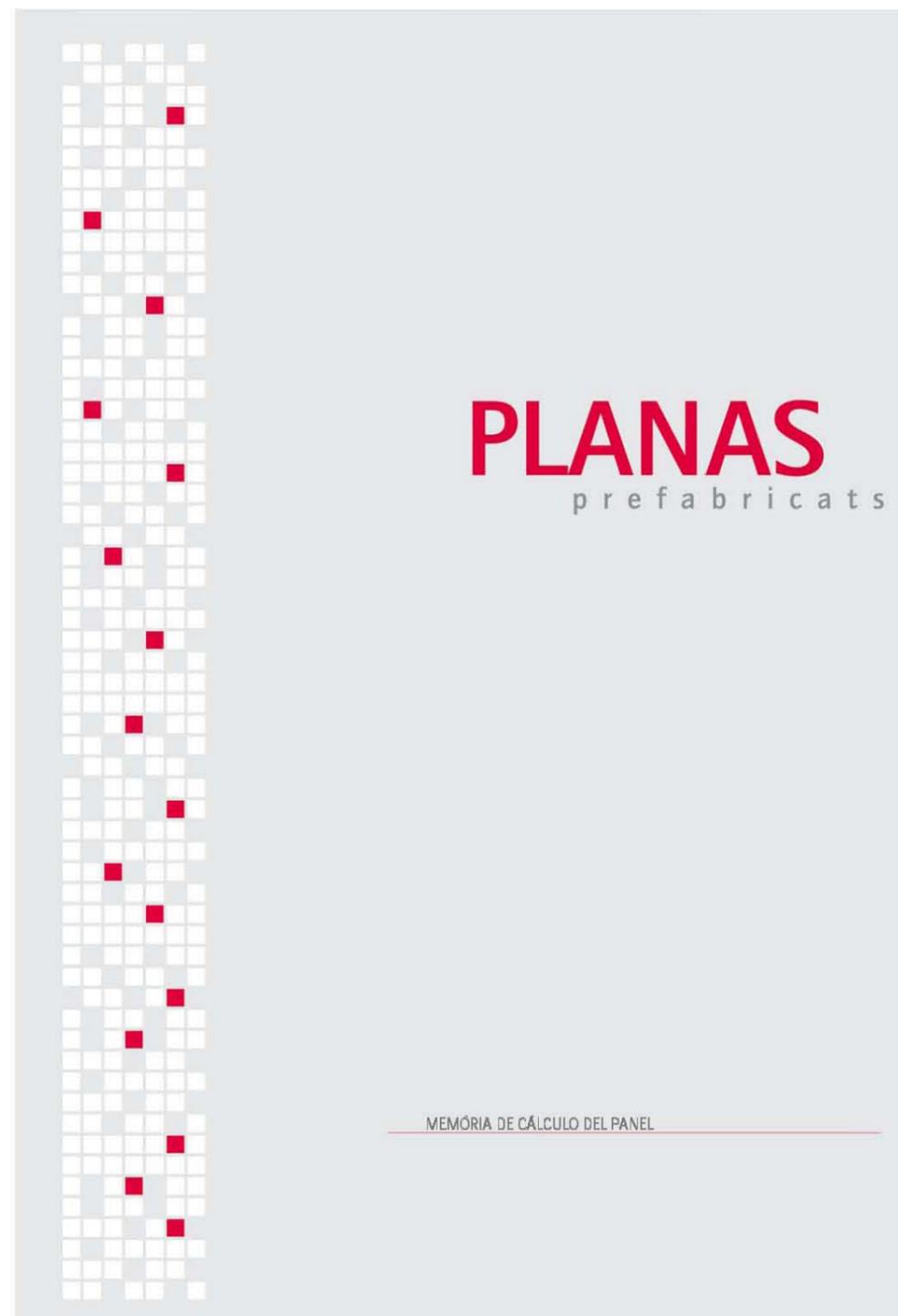
Referència / Referencia: 26/2009

Contingut / Contenido: MEMÒRIA DE CàLCULO DE UN DEPÓSITO
PREFABRICADO DE 25-5.50m CON CUBIERTA

Versió / Versión: ANTEPROYECTO

Població / Población: ROSSELLÒ (LLEIDA)

Data entrega Projecte / Fecha entrega de Proyecto: Mayo 2009



PLANAS
prefabricats

MEMÒRIA DE CàLCULO DEL PANEL

PRELIMINARES AL CÁLCULO DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS PLANAS

P.1.- INTRODUCCIÓ Y OBJETIVOS

P.1.1.- Antecedentes

A petició de *Prefabricats Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del dimensionamiento óptimo de la pared de un depósito cilíndrico postensado, resuelto a base de ensamblar un determinado número de paneles prefabricados de hormigón pretensado.

P.1.2.- Objetivos

Se diseña y optimiza el postensado de este depósito y se calcula y dimensiona el panel tipo. De entrada, será necesario calcular el número de tendones de postensado circunferenciales que son necesarios para hacer frente a las tracciones del empuje hidrostático, y así, evitar la fisuración vertical. Seguidamente, se verificarán, todos los aspectos que afecten al dimensionamiento del panel prefabricado pretensado. Siempre de acuerdo con la normativa vigente EHE: prescripciones relativas a los materiales, clase de exposición, comprobaciones resistentes en Estado Límite Último y comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio.

P.2.- DESCRIPCIÓN DE LA PARED

Se trata de una estructura cilíndrica para depósito de agua, resultado de ensamblar un conjunto de elementos laminares prefabricados de hormigón pretensado, dispuestos circularmente y cosidos mediante armaduras circunferenciales postesas a base de tendones monocordón no adherentes. El diámetro nominal de estos tendones es una variable a escoger, y pueden ser de: 13,0 mm, 15,2 mm ó 16,0 mm.

Cada módulo o panel prefabricado tiene una anchura total de 2,35 m, y un espesor variable que es función de su altura. El panel es totalmente plano por el lado agua, mientras que tiene un recrecido triangular por el lado exterior. En este último lado dispone de unos cajetines de 2 cm. de profundidad y situados cada 6 cm, que permiten ubicar los tendones del postensado circunferencial. Por otro lado, los tendones monocordón del pretensado vertical del panel son de 13,0 mm. de diámetro nominal, y se colocan ligeramente desplazados hacia el lado agua. Veamos las diferentes dimensiones geométricas que caracterizan los paneles prefabricados:

ALTURA PANEL: H (m)	LADO MENOR (ESQUINAS)	LADO MAYOR (CENTRO)	ESPESOR CÁLCULO	d CORDONES- LADO AGUA
$H \leq 5,0$	14,00 cm.	16,50 cm.	13,20 cm.	5,24 cm.
$5,0 < H \leq 9,0$	17,00 cm.	19,50 cm.	16,20 cm.	6,74 cm.
$H > 9,0$	20,00 cm.	22,50 cm.	19,20 cm.	8,20 cm.

Tabla P.2.1.- Dimensiones geométricas de los paneles prefabricados pretensados en función de su altura H.

Esta geometría variable del panel supone tener unas ondulaciones en la pared exterior que fija el camino de los tendones circunferenciales, que se disponen con la doble función de contrarrestar el empuje hidrostático y de coser entre sí los distintos paneles prefabricados. La geometría de la junta estará constituida por un machihembrado hormigonado "in situ" que permita el correcto centrado y regularización para la transmisión de compresiones.

La unión pared-solera será del tipo articulación fija. Es decir, mediante un recrecido de la solera, la pared quedará sujeta por su base inferior, con lo que tendrá el desplazamiento radial impedido.

El postensado circunferencial se aplica desde los anclajes separados 180° ó 360°. Es decir, que en el depósito podemos disponer dos contrafuertes, o bien uno solo. Lógicamente, en depósitos pequeños resulta más conveniente disponer un único contrafuerte, mientras que en los depósitos grandes conviene disponer dos para reducir las pérdidas por rozamiento de los tendones. Así pues, parece razonable que para radios del depósito superiores a los 10-12 metros sea preferible disponer dos contrafuertes. También resulta interesante que los anclajes se distribuyen a lo largo de toda la pared anclando un sexto de los tendones cada 30°; de esta forma se homogeniza la distribución de la carga de postensado en toda la pared.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

El número mínimo de tendones de pretensado vertical a disponer en el panel será de 9 unidades. El número máximo quedará acotado por los taladros que se ha previsto dejar en la plantilla del molde, que son 24 ó 25 según el caso. Aunque es conveniente no superar los 2.500 KN de fuerza de tracción a tirar por el gato en todo el panel, y también conviene que la contraflecha del panel después del tesado sea inferior a los 20 mm. para no tener problemas en el momento de unir los diferentes paneles.

P.3.- BASES DE CÁLCULO

P.3.1.- Normativa de aplicación y otras recomendaciones empleadas

Se han tenido en cuenta las siguientes normativas de obligado cumplimiento en el estado español:

EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", Comisión Permanente del Hormigón, Madrid 1999.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, Real Decreto 314/2006, Madrid 2006.

NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)", del Ministerio de Fomento, de 27 de septiembre de 2002.

Otras recomendaciones relacionadas con los depósitos que han sido empleadas en el presente trabajo han sido:

BS 8007, "Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids", British Standards Institution, 1987.

Llombart, J.A. y Antón, V., "Depósitos Cilíndricos Pretensados. Consideraciones sobre el Proyecto", Hormigón y Acero n.157, 1985, pp.141-156.

Timoshenko, S.P. y Woinowsky-Krieger, S., "Theory of Plates and Shells", Mc. Graw-Hill Book Co., Singapore 1959.

Vilardell, J.M., "Anàlisi Estructural i Criteris de Disseny de Dipòsits Cilíndrics de Formigó Pretensat", Tesina de Especialidad, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Barcelona, Junio 1990.

Vilardell, J.M., "Análisis Estructural y Criterios de Diseño de Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado", Tesis Doctoral, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Barcelona, Junio 1994.

P.3.2.- Clase de exposición ambiental

Antes de comenzar el proyecto de una estructura de hormigón, se debe identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cualquier elemento estructural. La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE (1999) nos lo muestra en su apartado 8.2.

En general, en los depósitos de agua tendremos que la clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras será la siguiente:

- Cara interior: clase IIa, para depósitos que contengan agua sin cloruros; clase IV, para instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros, no relacionados con el ambiente marino; y clase IV+Qa ó IV+Qb ó IV+Qc, si el agua contiene sustancias que pueden atacar químicamente al hormigón en grado débil, medio o fuerte respectivamente.
- Cara exterior: clase IIb: Corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad media.

P.3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que los paneles prefabricados en estudio van a estar sometidos a un Control Intenso de Ejecución con auditoría externa y la calidad del hormigón utilizada garantizará resistencias f_{ck} superiores a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa (apartado 37.2.4), que en este caso coincidirán con los mínimos, serán:

- Cara interior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 0 = 30$ mm.
- Cara exterior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 0 = 25$ mm.

P.3.4.- Características del hormigón

La piezas se prefabrican con hormigón de $f_{ck} = 45$ N/mm². En los cálculos son necesarias las siguientes propiedades: módulo de deformación longitudinal y resistencia media a tracción, que se obtienen a través de las expresiones recogidas en el articulado de la EHE.

En concreto, en el artículo 39.6 de la EHE se dice que el módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{45 + 8} = 31.928,43 \text{ N/mm}^2$$

Por otra parte, para llevar a cabo la verificación de la estructura del depósito frente al estado límite de servicio de fisuración, es necesario conocer la tensión σ_{sr} de la armadura en la sección fisurada en el momento en que se fisura el hormigón. Ello se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra de hormigón más solicitada alcanza el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$. Dicho valor, de acuerdo con el artículo 39.1 de la Instrucción EHE puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$$

P.3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500$ N/mm².

P.3.6.- Características de las armaduras activas

En cuanto a las armaduras activas del postensado circunferencial, se emplearán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales, a escoger:

CORDÓN CIRCUN.	DIÁMETRO D _p (mm)	SECCIÓN A _p (mm ²)	MASA (g/m)	f _{pmáxk} (N/mm ²)	f _{pk} (N/mm ²)	P ₀ s/EHE (kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50
Y 1860S7	15,2	140	1.101	1.860	~ 1.680	195,30
Y 1860S7	16,0	150	1.176	1.860	~ 1.680	209,25

Tabla P.3.1.- Designación y características de los tendones del postensado circunferencial disponibles.

Por su parte, las armaduras activas del pretensado vertical del panel, también serán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales:

CORDÓN VERT.	DIÁMETRO D _p (mm)	SECCIÓN A _p (mm ²)	MASA (g/m)	f _{pmáxk} (N/mm ²)	f _{pk} (N/mm ²)	P ₀ s/EHE (kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50

Tabla P.3.2.- Designación y características de los tendones del pretensado vertical.

La fuerza de tesado P₀ ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión no mayor que el menor de los dos valores siguientes:

- 0,75 carga unitaria máxima
- 0,90 límite elástico característico.

Por otra parte, el límite elástico del material de los cordones de pretensado estará comprendido entre el 0,88 y el 0,95 de la carga unitaria máxima. De ahí que la fuerza inicial de tesado siempre se obtenga a partir del $0,75 \cdot f_{pmáxk}$.

Finalmente, la Instrucción EHE establece en su articulado el rango de valores a adoptar por el coeficiente de rozamiento en curva μ y por el coeficiente de rozamiento parásito k para la

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

determinación de las pérdidas de pretensado. En esta memoria de cálculo se adoptan los siguientes valores recomendados por el fabricante:

TIPO DE TENDÓN	μ (rad ⁻¹)	k (m ⁻¹)
Cordón individual con protección plástica	0,07	0,0007

Tabla P.3.3.- Valores del coeficiente de rozamiento en curva y del coeficiente de rozamiento parásito.

P.3.7.- Acciones

Los valores de cálculo de las acciones a considerar en el análisis y proyecto de las estructuras de hormigón se obtienen como el producto del valor representativo de la acción por un coeficiente parcial de seguridad. Para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico. En general, también para las acciones accidentales el valor representativo es el valor característico. Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las acciones, el valor representativo es un valor de combinación.

En la tabla 12.1.a de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables a la evaluación de los estados límite últimos (ELU). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en el presente estudio. Se ha supuesto un nivel de control de ejecución intenso.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente (normal)		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Postensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,50$	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,50$	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$
Sismo	-----	-----	$\gamma_S = 1,00$	$\gamma_S = 1,00$

Tabla P.3.4.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELU.

Tengamos en cuenta que la Instrucción EHE es muy conservadora en cuanto al valor del coeficiente parcial de seguridad del empuje del agua. El Eurocódigo 2, Parte 4 (2000), "Depósitos y estructuras de contención" propone emplear un valor de $\gamma_{Qw} = 1,20$, claramente inferior al que usaremos de $\gamma_{Qw} = 1,50$.

Por otra parte, en la tabla 12.2 de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, para las comprobaciones de los estados límite de servicio (ELS). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en este estudio.

TIPO DE ACCIÓN	Situación (normal)	
	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Postensado	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Pretensado	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
Empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$

Tabla P.3.5.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELS.

P.3.8.- Combinación de acciones

De cara al dimensionamiento adecuado de los depósitos prefabricados de hormigón, es necesario establecer las combinaciones más desfavorables, que van a influir en el proyecto de este tipo estructural. Cada combinación, en general, está formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes; cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

P.3.9.- Estudio del sismo

El sismo es una acción accidental que provoca un incremento en el valor de los empujes del agua y tierras contra el muro.

Conviene tener en cuenta, tal como hemos visto en el apartado anterior, que la consideración del sismo lleva asociado reducir los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, con lo que en nuestro caso particular puede ocurrir que el sismo no sea la combinación de acciones más desfavorable.

Según la vigente Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 "Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo". Y la aceleración sísmica de cálculo se define como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

siendo:

a_b : aceleración sísmica básica.

ρ : coeficiente adimensional de riesgo.

S: coeficiente de amplificación del terreno.

El método de H.B. Seed (1969) propone que el incremento de empuje en el relleno de tierras debido al sismo es:

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H_t^2 \cdot \frac{3}{4} \frac{a_c}{g}$$

Aplicando a una ordenada de $\frac{3}{5} H_t$

Por su parte, el método clásico de Westergaard propone que el incremento del empuje hidrostático debido al sismo es:

$$\Delta E_s = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot \frac{a_c}{g}$$

Aplicando a una ordenada de $0,4 \cdot H_w$

P.4.- CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN LA PARED

P.4.1.- Preliminares

Tal como plantea Timoshenko y Woinowsky-Krieger (1959) todos los problemas de deformación simétrica de láminas circulares cilíndricas se reducen a la integración de la ecuación:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 \omega}{dx^2} \right) + \frac{E \cdot h}{R^2} \omega = Z$$

La aplicación más sencilla de esta ecuación se obtiene cuando el espesor h de la lámina es constante. En este caso la ecuación anterior toma la forma:

$$\frac{d^4 \omega(x)}{dx^4} + 4\lambda^4 \omega(x) = \frac{Z(x)}{D}$$

siendo:

$\omega(x)$: ley de corrimientos radiales.

λ : constante llamada coeficiente cilíndrico de forma, en m^{-1} ;

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h}{4 \cdot R^2 \cdot D}} = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot (1 - \nu^2)}{R^2 \cdot h^2}}$$

con:

E: módulo de deformación longitudinal del hormigón, en N/mm^2 ; que ya hemos establecido en el apartado 3.4 con un valor de $E=E_c=31.928,43 N/mm^2$.

h: espesor de la pared.

R: radio interior del depósito.

ν : coeficiente de Poisson, que en el hormigón es de valor medio 0,20.

D: rigidez a flexión de la lámina, en $N.m$; $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$

Z(x): presión de revolución que solicita a la pared.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

La solució general de la ecuació diferencial es:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + f(x)$$

dónde C_1, C_2, C_3 y C_4 son constantes de integració que dependen de las condiciones de contorno, y $f(x)$ es una solució particular, que cuando $Z(x)$ es una ley rectangular, triangular o trapecial vale: $f(x) = \frac{Z(x) \cdot R^2}{E \cdot h}$; y en el caso de:

- empuje hidrostático: $f(x) = \frac{-\gamma_w \cdot (H_w - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$
- empuje de tierras: $f(x) = \frac{\gamma_t \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$

Una vez conocida la ley de desplazamientos radiales $\omega(x)$, se determinan fácilmente la ley de giros $\theta_x(x)$ y las leyes de esfuerzos en la lámina mediante las expresiones que veremos en los siguientes apartados. Antes veamos el convenio de signos que emplearemos en todo el estudio:

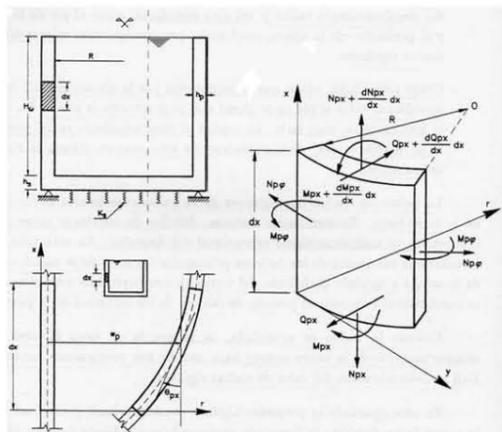


Figura P.4.1.- Esfuerzos actuantes en una lámina con simetría de revolución y criterio de signos adoptado (Timoshenko et al, 1959)

P.4.2.- Pared solicitada por el empuje hidrostático

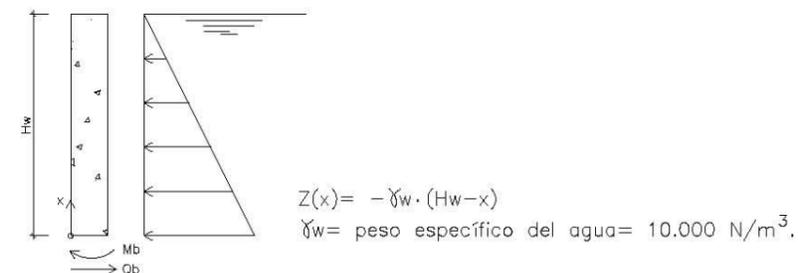


Figura P.4.2.- Esquema de la acción del empuje hidrostático contra la pared

Ya conocemos el campo de desplazamientos radiales $\omega(x)$ para esta hipótesis de carga:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_w - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

En el caso de tener la unión articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera, con lo que tiene coartado su desplazamiento horizontal. En este caso, las condiciones de contorno son:

$$\begin{cases} \omega(x=0) = 0 \\ M_x(x=0) = 0 \\ M_x(x=H_w) = 0 \\ Q_x(x=H_w) = 0 \end{cases}$$

Que supone tener el siguiente sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas (C_1, C_2, C_3 y C_4):

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \gamma_w \cdot H_w \cdot R^2 / E \cdot h \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= 1 & a_{12} &= 0 & a_{13} &= 1 & a_{14} &= 0 \\
 a_{21} &= 0 & a_{22} &= -1 & a_{23} &= 0 & a_{24} &= 1 \\
 a_{31} &= e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{32} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{33} &= -e^{-\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{34} &= e^{-\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) \\
 a_{41} &= e^{\lambda H_0} \cdot (\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{42} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\
 a_{43} &= e^{-\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{44} &= e^{-\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) - \sin(\lambda H_0))
 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las cuatro constantes de integración C_1, C_2, C_3 y C_4 , ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en la totalidad de la pared solicitada por el empuje hidrostático, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_0 - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\begin{aligned}
 \theta_x(x) &= C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + \\
 &C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + \frac{\gamma_w \cdot R^2}{E \cdot h}
 \end{aligned}$$

$$N_\varphi(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot \left[C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_0 - x) \cdot R^2}{E \cdot h} \right]$$

$$M_x(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_\varphi(x) = \nu \cdot M_x(x)$$

$$Q_x(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.4.3.- Pared solicitada por el empuje de tierras

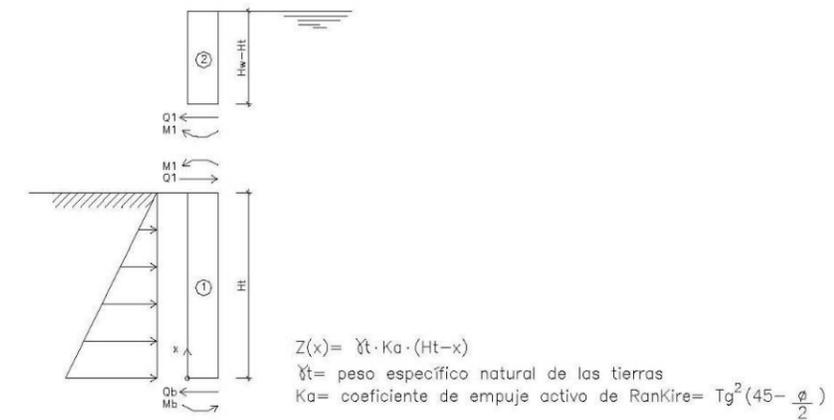


Figura P.4.3.- Esquema de la acción del empuje de tierras contra la pared con el nivel del terreno por debajo la coronación del muro

Tenemos que subdividir la pared en dos anillos: el anillo inferior 1 hasta dónde llega el nivel de tierras H_t , y el anillo superior 2, situado por encima. El campo de desplazamientos radiales será:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_t \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

Cuando la unión es articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera. Las condiciones de contorno son:

$$\left\{ \begin{aligned} \omega_1(x=0) &= 0 \\ M_{x1}(x=0) &= 0 \\ M_{x1}(x=H_t) &= M_1 \\ Q_{x1}(x=H_t) &= Q_1 \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} M_{x2}(x=H_t) &= M_1 \\ Q_{x2}(x=H_t) &= Q_1 \\ M_{x2}(x=H_0) &= 0 \\ Q_{x2}(x=H_0) &= 0 \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} \omega_1(x=H_t) &= \omega_2(x=H_t) \\ \theta_{x1}(x=H_t) &= \theta_{x2}(x=H_t) \end{aligned} \right\}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

que supone tener el siguiente sistema de 10 ecuaciones con 10 incógnitas

(C₁, C₂, C₃, C₄, C₅, C₆, C₇, C₈, M₁ y Q₁):

$$\begin{pmatrix} a_{11}a_{12}a_{13}a_{14}a_{15}a_{16}a_{17}a_{18}a_{19}a_{110} \\ a_{21}a_{22}a_{23}a_{24}a_{25}a_{26}a_{27}a_{28}a_{29}a_{210} \\ a_{31}a_{32}a_{33}a_{34}a_{35}a_{36}a_{37}a_{38}a_{39}a_{310} \\ a_{41}a_{42}a_{43}a_{44}a_{45}a_{46}a_{47}a_{48}a_{49}a_{410} \\ a_{51}a_{52}a_{53}a_{54}a_{55}a_{56}a_{57}a_{58}a_{59}a_{510} \\ a_{61}a_{62}a_{63}a_{64}a_{65}a_{66}a_{67}a_{68}a_{69}a_{610} \\ a_{71}a_{72}a_{73}a_{74}a_{75}a_{76}a_{77}a_{78}a_{79}a_{710} \\ a_{81}a_{82}a_{83}a_{84}a_{85}a_{86}a_{87}a_{88}a_{89}a_{810} \\ a_{91}a_{92}a_{93}a_{94}a_{95}a_{96}a_{97}a_{98}a_{99}a_{910} \\ a_{101}a_{102}a_{103}a_{104}a_{105}a_{106}a_{107}a_{108}a_{109}a_{1010} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \\ C_5 \\ C_6 \\ C_7 \\ C_8 \\ M_1 \\ Q_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\gamma_i \cdot K_a \cdot H_t \cdot R^2 / E \cdot h \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \gamma_i \cdot K_a \cdot R^2 / E \cdot h \cdot \lambda \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1 & a_{12} &= 0 & a_{13} &= 1 & a_{14} &= 0 & a_{15} &= 0 & a_{16} &= 0 & a_{17} &= 0 & a_{18} &= 0 & a_{19} &= 0 & a_{110} &= 0 \\ a_{21} &= 0 & a_{22} &= -1 & a_{23} &= 0 & a_{24} &= 1 & a_{25} &= 0 & a_{26} &= 0 & a_{27} &= 0 & a_{28} &= 0 & a_{29} &= 0 & a_{210} &= 0 \\ a_{31} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{32} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{33} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{34} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{35} &= 0 \\ a_{36} &= 0 & a_{37} &= 0 & a_{38} &= 0 & a_{39} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{310} &= 0 \\ a_{41} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{42} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{43} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{44} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) \\ a_{45} &= 0 & a_{46} &= 0 & a_{47} &= 0 & a_{48} &= 0 & a_{49} &= 0 & a_{410} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\ a_{51} &= 0 & a_{52} &= 0 & a_{53} &= 0 & a_{54} &= 0 & a_{55} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \\ a_{56} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{57} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{58} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{59} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{510} &= 0 \\ a_{61} &= 0 & a_{62} &= 0 & a_{63} &= 0 & a_{64} &= 0 & a_{65} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{66} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{67} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{68} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{69} &= 0 & a_{610} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\ a_{71} &= 0 & a_{72} &= 0 & a_{73} &= 0 & a_{74} &= 0 & a_{75} &= e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) \\ a_{76} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{77} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{78} &= e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{79} &= 0 & a_{710} &= 0 \\ a_{81} &= 0 & a_{82} &= 0 & a_{83} &= 0 & a_{84} &= 0 & a_{85} &= e^{\lambda H_0} \cdot (\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\ a_{86} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{87} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\ a_{88} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) - \sin(\lambda H_0)) & a_{89} &= 0 & a_{810} &= 0 \\ a_{91} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{92} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{93} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{94} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \\ a_{95} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{96} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{97} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{98} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{99} &= 0 & a_{910} &= 0 \\ a_{101} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{102} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{103} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{104} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) \\ a_{105} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{106} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{107} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{108} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{109} &= 0 & a_{1010} &= 0 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las ocho constantes de integración C₁, C₂, C₃, C₄, C₅, C₆, C₇ y C₈, ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en los dos anillos solicitados por el empuje de tierras con H_t ≤ H, y por tanto, en la totalidad de la pared, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\theta_{x1}(x) = C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) - \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$N_{\phi 1}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}]$$

$$M_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 1}(x) = v \cdot M_{x1}(x)$$

$$Q_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x2}(x) = C_5 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\varphi 2}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R}\right) \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\varphi 2}(x) = v \cdot M_{x2}(x)$$

$$Q_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.4.4.- Pared solicitada por el postensado

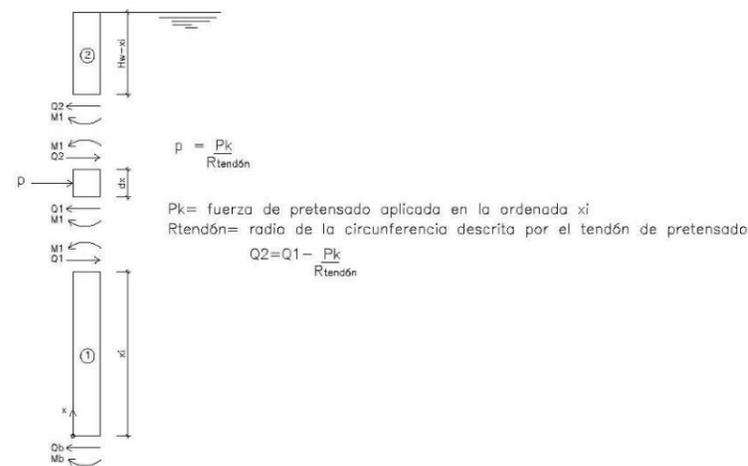


Figura P.4.4.- Esquema de la acción del postensado contra la pared

Cuando la acción es el postensado, el problema se resuelve fácilmente estudiando independientemente cada uno de los tendones, y superponiendo posteriormente los resultados.

Subdividimos la pared en dos anillos: el anillo inferior 1 hasta la posición x_i del tendón de postensado, y el anillo superior 2, situado por encima. El campo de desplazamientos radiales será:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

Cuando la unión es articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera. Las condiciones de contorno son:

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_1(x=0) = 0 \\ M_{x1}(x=0) = 0 \\ M_{x1}(x=x_i) = M_1 \\ Q_{x1}(x=x_i) = Q_1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{x2}(x=x_i) = M_1 \\ Q_{x2}(x=x_i) = Q_1 - \frac{P_k}{R_{tendón}} \\ M_{x2}(x=H_w) = 0 \\ Q_{x2}(x=H_w) = 0 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \omega_1(x=x_i) = \omega_2(x=x_i) \\ \theta_{x1}(x=x_i) = \theta_{x2}(x=x_i) \end{array} \right\}$$

que supone tener el siguiente sistema de 10 ecuaciones con 10 incógnitas ($C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7, C_8, M_1$ y Q_1):

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} & a_{17} & a_{18} & a_{19} & a_{110} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} & a_{27} & a_{28} & a_{29} & a_{210} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} & a_{37} & a_{38} & a_{39} & a_{310} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{46} & a_{47} & a_{48} & a_{49} & a_{410} \\ a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} & a_{57} & a_{58} & a_{59} & a_{510} \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{66} & a_{67} & a_{68} & a_{69} & a_{610} \\ a_{71} & a_{72} & a_{73} & a_{74} & a_{75} & a_{76} & a_{77} & a_{78} & a_{79} & a_{710} \\ a_{81} & a_{82} & a_{83} & a_{84} & a_{85} & a_{86} & a_{87} & a_{88} & a_{89} & a_{810} \\ a_{91} & a_{92} & a_{93} & a_{94} & a_{95} & a_{96} & a_{97} & a_{98} & a_{99} & a_{910} \\ a_{101} & a_{102} & a_{103} & a_{104} & a_{105} & a_{106} & a_{107} & a_{108} & a_{109} & a_{1010} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \\ C_5 \\ C_6 \\ C_7 \\ C_8 \\ M_1 \\ Q_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -P_k / (2 \cdot R_{tendón} \cdot D \cdot \lambda^3) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{array}{l} a_{11} = 1 \quad a_{12} = 0 \quad a_{13} = 1 \quad a_{14} = 0 \quad a_{15} = 0 \quad a_{16} = 0 \quad a_{17} = 0 \quad a_{18} = 0 \quad a_{19} = 0 \quad a_{110} = 0 \\ a_{21} = 0 \quad a_{22} = -1 \quad a_{23} = 0 \quad a_{24} = 1 \quad a_{25} = 0 \quad a_{26} = 0 \quad a_{27} = 0 \quad a_{28} = 0 \quad a_{29} = 0 \quad a_{210} = 0 \\ a_{31} = e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \quad a_{32} = -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) \quad a_{33} = -e^{-\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \quad a_{34} = e^{-\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) \\ a_{35} = 0 \quad a_{36} = 0 \quad a_{37} = 0 \quad a_{38} = 0 \quad a_{39} = \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} \quad a_{310} = 0 \\ a_{41} = e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \quad a_{42} = e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\ a_{43} = e^{-\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \quad a_{44} = e^{-\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) \\ a_{45} = 0 \quad a_{46} = 0 \quad a_{47} = 0 \quad a_{48} = 0 \quad a_{49} = 0 \quad a_{410} = \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \end{array}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$\begin{aligned}
 a_{51} &= 0 & a_{52} &= 0 & a_{53} &= 0 & a_{54} &= 0 & a_{55} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{56} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{57} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{58} &= e^{-\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{59} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{510} &= 0 \\
 a_{61} &= 0 & a_{62} &= 0 & a_{63} &= 0 & a_{64} &= 0 & a_{65} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{66} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) & a_{67} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{68} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{69} &= 0 & a_{610} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\
 a_{71} &= 0 & a_{72} &= 0 & a_{73} &= 0 & a_{74} &= 0 & a_{75} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \sin(\lambda H_{\omega}) \\
 a_{76} &= -e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \cos(\lambda H_{\omega}) & a_{77} &= -e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \sin(\lambda H_{\omega}) & a_{78} &= e^{-\lambda H_{\omega}} \cdot \cos(\lambda H_{\omega}) & a_{79} &= 0 & a_{710} &= 0 \\
 a_{81} &= 0 & a_{82} &= 0 & a_{83} &= 0 & a_{84} &= 0 & a_{85} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) \\
 a_{86} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) & a_{87} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) \\
 a_{88} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) - \sin(\lambda H_{\omega})) & a_{89} &= 0 & a_{810} &= 0 \\
 a_{91} &= e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{92} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{93} &= e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{94} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{95} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{96} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{97} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{98} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{99} &= 0 & a_{910} &= 0 \\
 a_{101} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{102} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{103} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{104} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{105} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{106} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{107} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{108} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{109} &= 0 & a_{1010} &= 0
 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las ocho constantes de integración $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7$ y C_8 , ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en los dos anillos solicitados por el postensado, y por tanto, en la totalidad de la pared, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x1}(x) = C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\phi 1}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 1}(x) = v \cdot M_{x1}(x)$$

$$Q_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x2}(x) = C_5 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\phi 2}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 2}(x) = v \cdot M_{x2}(x)$$

$$Q_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.5.- PÉRDIDAS DEL POSTENSADO EN LOS TENDONES CIRCUNFERENCIALES

Supongamos un tendón de postensado situado en la ordenada x_i . El cordón es del tipo Y1860 S7, de diámetro nominal 13,0 mm, 15,2 mm. ó 16,0 mm, y tal como hemos visto se le puede tirar con una fuerza máxima de $P_0 = 139,50$ KN, 195,30 KN ó 209,25 KN respectivamente.

Ahora bien, esta fuerza no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Para ello seguiremos la vigente Instrucción EHE.

P.5.1.- Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que se producen durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas.

P.5.1.1.- Pérdidas de fuerza por rozamiento

Se deben al rozamiento de los cordones con la vaina. Suelen ser las pérdidas más importantes, y se evalúan con la siguiente expresión:

$$\Delta P_1(\alpha) = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \alpha - k \cdot \alpha \cdot R_{\text{tendón}}}\right)$$

siendo:

P_0 : fuerza de tesado en el anclaje.

μ : coeficiente de fricción angular, en rad^{-1} . En la tabla P.3.3 le hemos asignado un valor de $0,07 \text{ rad}^{-1}$.

α : valor del ángulo girado por el tendón entre el anclaje y la sección considerada, en rad.

k : coeficiente de fricción parásito, en m^{-1} . En la tabla P.3.3 le hemos asignado un valor de $0,0007 \text{ m}^{-1}$.

$R_{\text{tendón}}$: radio de la circunferencia descrita por el tendón.

P.5.1.2.- Pérdidas por penetración de cuñas

Aparecen al liberar la fuerza del gato y transferir la tensión del acero al hormigón mediante el elemento de anclaje. La transferencia produce, inevitablemente, un cierto deslizamiento de éste (penetración de cuña), que provoca una distensión en el tendón. Se trata de un triángulo de pérdida de fuerza situado en el anclaje, cuya base mide:

$$\Delta P_2(\alpha=0) = 2 \cdot P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \alpha_p - k \cdot \alpha_p \cdot R_{\text{tendón}}}\right)$$

y cuya altura es $R_{\text{tendón}} \cdot \alpha_p$, o sea, la longitud de influencia de la penetración de cuña.

Y precisamente el valor de α_p , se obtiene de manera iterativa de la siguiente ecuación:

$$a = \frac{\Delta P_2 \cdot R_{\text{tendón}} \cdot \alpha_p}{2 \cdot E_p \cdot A_p}$$

siendo:

a : penetración de la cuña. Se adopta entre 4 y 6 mm.

E_p : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, de valor 190.000 N/mm^2 .

A_p : área nominal del tendón de postensado.

P.5.1.3.- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Son pérdidas debidas al acortamiento elástico de la lámina al dar tensión sucesivamente a los tendones. Se pueden estimar mediante la siguiente expresión que figura en la Instrucción EHE:

$$\Delta P_3 = \sigma_{\varphi} \cdot \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{E_{sj}}$$

Aunque en general, como valor medio se puede adoptar:

$$\Delta P_3 = 0,025 \cdot P_0$$

En el caso que nos ocupa de tener una tensión en el hormigón relativamente baja, podemos plantear:

$$\Delta P_3 = 0,0125 \cdot P_0$$

P.5.2.- Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas surgen como consecuencia del comportamiento reológico de los materiales en el tiempo, interviniendo en su valoración parámetros de difícil cuantificación. Se evalúan con la siguiente expresión de EHE:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs} + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

Al estar frente un elemento estructural con atmósfera húmeda (que se traduce en menor retracción y fluencia), y al hecho de que hasta el momento de puesta en tensión de los tendones ya se ha desarrollado una parte de la retracción; en general, como valor medio se puede adoptar:

$$\Delta P_{dif} = 0,10 \cdot (P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3)$$

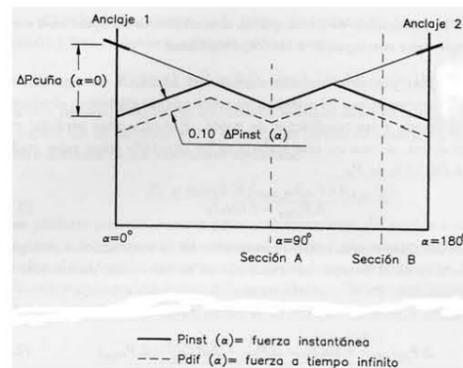


Figura P.5.1.- Variación de la fuerza de postensado en un tendón

P.5.3.- Resumen final de las fuerzas de postensado

Si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas, obtendremos la que llamaremos fuerza de postensado inicial P_{ki} . O sea,

$$P_{ki} = P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3$$

Y si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas, obtendremos la que llamaremos fuerza de postensado final $P_{k\infty}$. O sea,

$$P_{k\infty} = 0,90 \cdot [P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3]$$

P.6.- PÉRDIDAS DE PRETENSADO EN LOS TENDONES VERTICALES

El tendón de pretensado vertical que disponemos en los paneles es del tipo Y1860 S7 de 13,0 mm de diámetro nominal, y tal como hemos visto se le puede tirar con una fuerza máxima de $P_0 = 139,50$ KN.

Ahora bien, ya hemos explicado en el apartado anterior que esta fuerza no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Para ello seguiremos la vigente Instrucción EHE.

P.6.1.- Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que se producen durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas.

P.6.1.1.- Pérdidas de fuerza por rozamiento

Dado que el tendón es totalmente recto no se produce rozamiento de los cordones con la vaina, con lo que estas pérdidas tendrán un valor nulo.

P.6.1.2.- Pérdidas por penetración de cuñas

Su valor será evaluado con la expresión que figura en el apartado 20.2.2.1.2 de la Instrucción EHE:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

siendo:

a: penetración de la cuña. Se adopta entre 4 y 6 mm.

E_p : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, de valor 190.000 N/mm².

A_p : área nominal del tendón de pretensado, que en nuestro caso vale 100 mm².

L: longitud total del tendón recto.

P.6.1.3.- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Estas pérdidas serán nulas puesto que no tensamos los tendones de manera sucesiva sino que lo hacemos de golpe.

P.6.2.- Pérdidas diferidas

Proponemos adoptar el siguiente valor medio:

$$\Delta P_{dif} = 0,10 \cdot (P_0 - \Delta P_2)$$

P.6.3.- Resumen final de las fuerzas de pretensado

Si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas, obtendremos la que llamaremos fuerza de pretensado inicial P_{ki} . O sea,

$$P_{ki} = P_0 - \Delta P_2$$

Y si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas, obtendremos la que llamaremos fuerza de pretensado final P_{kso} . O sea,

$$P_{kso} = 0,90 \cdot [P_0 - \Delta P_2]$$

P.7.- FUNCIÓN ÓPTIMA DE POSTENSADO

P.7.1.- Preliminares

La carga de agua genera un estado de tracciones en la pared del depósito, que ya hemos visto en el anterior apartado P.4.2 que sigue la función $N_q(x)$, con las constantes de integración C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que se obtienen resolviendo el sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas que ya hemos planteado.

Por su parte, los tendones de postensado tienen por misión principal comprimir circunferencialmente la pared, a fin de compensar las tracciones originadas por la carga de agua, reduciendo así su fisuración vertical.

Ahora bien, no existe una relación biunívoca entre la ley de tracciones y la fuerza de postensado P_k aplicada. Es decir, si en un determinado tramo de pared, la integral de la ley $N_q(x)$ vale N_0 , no se compensarán totalmente las tracciones solo por el hecho de adoptar $P_k = N_0$. No olvidemos que los tendones más bajos son poco eficaces para comprimir la pared, y por tanto, se requiere un volumen de postensado superior a la integral de los axiles anulares hidrostáticos.

Llegado a este punto, se hace necesario definir una función óptima de postensado, es decir, una función que defina el mínimo volumen de postensado necesario para obtener el estado de tensiones anulares deseado. Para ello, seguiremos las recomendaciones de Vilardell (1994), que propone descomponer la función óptima de postensado en dos funciones:

- Función Hidrostática de Postensado (FHP): es aquella función que compensa las tracciones anulares hidrostáticas en toda la pared y durante la vida útil de la estructura.
- Función Uniforme de Postensado (FUP): es aquella función que genera adicionalmente una tensión de compresión circunferencial mínima en la pared (llamada σ_{res}), con el objeto de evitar, cuando el depósito está lleno, fisuración vertical debida a otras acciones, tales como las reológicas, la acción térmica o el sismo.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.7.2.- Definición de la Función Hidrostática de Postensado (FHP)

La fuerza de postensado total en la función FHP, independientemente del tipo de unión en la base, es:

$$P_{tot,FHP} = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot H_w^2}{2}$$

siendo γ_w el peso específico del fluido, R el radio interior del depósito, y H_w la altura libre de agua.

La forma que tiene esta función FHP es un trapecio truncado verticalmente en su base. La base inferior mide B, la base superior mide $c_1 \cdot B$, y la altura del tramo inferior truncado mide $(1-e_1) \cdot H_w$. El área de toda esta figura será precisamente $P_{tot,FHP}$. Los valores de los coeficientes c_1 y e_1 , se obtienen de la tabla P.7.1.

UNIÓN	VOLUMEN (m ³)	c ₁	e ₁
Articulada fija	15.000	0,01	0,82
Articulada fija	25.000	0,01	0,86
Articulada fija	40.000	0,01	0,89
Articulada fija	60.000	0,01	0,91

Tabla P.7.1.- Valores propuestos por Vilardell (1994) para los parámetros c_1 y e_1 de la FHP en unión articulada fija.

P.7.3.- Definición de la Función Uniforme de Postensado (FUP)

La fuerza de postensado total en la función FUP es:

$$P_{tot,FUP} = \beta \cdot \sigma_{res} \cdot h \cdot H_w$$

siendo β un coeficiente corrector, σ_{res} la tensión de compresión circunferencial adicional mínima, h el espesor de la pared y H_w la altura libre de agua.

Hay que tener en cuenta que cuando la unión en la base es fija, no es posible obtener un estado uniforme de tensiones, debiéndose definir un tramo inicial de pared de altura H_{inf} , en la que se admiten compresiones inferiores a σ_{res} . Con todo ello, se recomiendan los valores de la tabla P.7.2.

UNIÓN	DOMINIO	VOLUMEN (m ³):	σ_{res} (N/mm ²):	H_{inf} :	COEFICIENTE β :
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	< 2.000	1,0	$0,05 \cdot H_w$	$0,42 \cdot (D/H_w) + 0,12$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	2.000 a 8.000	0,5	$0,05 \cdot H_w$	$0,42 \cdot (D/H_w) + 0,12$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	8.000 a 15.000	1,0	$0,10 \cdot H_w$	$0,17 \cdot (D/H_w) + 0,62$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	> 15.000	0,5	$0,10 \cdot H_w$	$0,17 \cdot (D/H_w) + 0,62$

Tabla P.7.2.- Diferentes valores propuestos por Vilardell (1994) para la función FUP.

La forma que tiene esta función FUP es un rectángulo en el tramo superior de pared y un triángulo en el tramo inferior, de tal manera que la función es nula en el pie de la pared. La base total del triángulo mide B', y su altura $a_1 \cdot H_w$; mientras que el rectángulo tiene un ancho de $a_5 \cdot B'$. El área de toda esta figura será $P_{tot,FUP}$. Los valores de los coeficientes a_1 y a_5 , se obtienen de la tabla P.7.3.

UNIÓN	DOMINIO	H_{inf} :	a_1 :	a_5 :
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 5$	$0,10 \cdot H_w$	0,25	0,28
Articulada fija	$5 \leq D/H_w \leq 7$	$0,10 \cdot H_w$	0,31	0,21
Articulada fija	$7 \leq D/H_w \leq 9$	$0,10 \cdot H_w$	0,38	0,17
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 5$	$0,05 \cdot H_w$	0,17	0,11
Articulada fija	$5 \leq D/H_w \leq 7$	$0,05 \cdot H_w$	0,20	0,08
Articulada fija	$7 \leq D/H_w \leq 9$	$0,05 \cdot H_w$	0,23	0,06

Tabla P.7.3.- Valores propuestos por Vilardell para los parámetros a_1 y a_5 de la FUP

P.7.4.- Comentarios al valor de la tensión residual σ_{res}

A pesar de la gran importancia que supone el tener una tensión residual mínima de compresión en toda la pared del depósito, no existe una normativa española que imponga

sobre cuál debe ser el valor a emplear. Las diferentes recomendaciones internacionales son las siguientes:

REFERENCIA	VALOR σ_{res} (N/mm ²)	OBSERVACIONES
IS 3370 (1965)	-0,70	Criterio general
Leonhardt (1967)	-0,50	Criterio general
BS 5337 (1976)	-1,00	Criterio general
Anchor (1981)	-1,00	Criterio general
Imper et al (1983)	-0,30 a -1,40	Depósito prefabricado
Llombart y Anton (1985)	-1,00	Criterio general
NZS 3106 (1986)	-0,70	Según acción
Vilardell (1994)	-0,50 a -1,00	Criterio general

Tabla P.7.4.- Valores propuestos para la σ_{res} según diferentes autores y normativas internacionales.

Podemos comprobar como el valor de la tensión residual σ_{res} se mueve mayormente entre los valores recomendados de -0,50 y -1,00 N/mm².

El tramo inferior de la pared donde es necesario admitir unas compresiones inferiores a σ_{res} tiene una longitud que se mueve entre: $H_{inf} \approx 0,05 \cdot H_0$ ó $0,10 \cdot H_0$, según el caso. Por eso consideramos razonable adoptar el siguiente criterio general:

- En el tramo de pared comprendido entre 0 y $0,05 \cdot H_0$, impondremos un valor de la tensión residual de $\sigma_{res} \approx -0,25$ N/mm².
- En el tramo de la pared comprendido entre $0,05 \cdot H_0$ y $0,10 \cdot H_0$, impondremos un valor de la tensión residual de $\sigma_{res} \approx -0,50$ N/mm².
- El resto de la pared quedará con una $\sigma_{res} \approx -0,70$ N/mm², que es un valor medio que cubre la propuesta planteada por los diferentes autores y normativas.

P.7.5.- Conclusiones a las funciones de postensado

Gracias a tener definidas las funciones de postensado, tanto la FHP como la FUP, estamos en condiciones de encontrar el volumen total de tendones de postensado que es necesario disponer en la pared del depósito, y también su posición relativa.

Por otra parte, conviene tener en cuenta que no se aceptan separaciones entre tendones adyacentes superiores al triple del espesor de la pared. Lo que en nuestro caso particular, teniendo en cuenta los paneles propuestos, supone que no aceptaremos distancias entre tendones superiores al entorno de los 50 cm.

P.8.- ESFUERZO DE TRACCIÓN SIMPLE HORIZONTAL

P.8.1.- Preliminares

El empuje hidrostático genera un estado de tracciones de eje horizontal, responsables de la fisuración vertical de la pared, que tal como se ha explicado anteriormente, deben ser compensadas con los tendones de postensado circunferencial.

Además, haciendo un compendio de las diferentes recomendaciones, imponemos la condición de que en toda la vida útil de la estructura, la pared del depósito quede con un estado de compresión horizontal remanente de valor $\sigma_{res} \approx -0,70$ N/mm².

P.8.2.- Estado Límite Último de Tracción simple horizontal

Supongamos que el valor del axil de tracción máximo provocado por el empuje del agua sea $N_{\phi máx(agua)}$. La comprobación de este Estado Límite Último consiste en verificar que:

$$\gamma_r N_{\phi máx(agua)} \leq A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$$

$$1,50 \cdot N_{\phi máx(agua)} \leq A_s \frac{500}{1,15} + A_p \frac{1680}{1,15}$$

siendo:

$N_{\phi máx(agua)}$: axil de tracción máximo provocado por el empuje del agua en N/m.

A_s : sección de armadura pasiva horizontal situada en las dos caras de la longitud unitaria de pared donde se encuentra el anterior axil de tracción máximo.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

A_p : sección de los tendones de postensado situados en la longitud unitaria de pared donde se encuentra el anterior axil de tracción máximo.

P.8.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales

Para las tensiones normales horizontales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

$$\frac{1,10 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{tierras})}}{A_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

- La tensión normal mínima en el hormigón debe estar en descompresión. Por tanto,

$$\frac{0,90 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq 0 \text{ N/mm}^2$$

Adicionalmente, las diferentes recomendaciones internacionales imponen dejar una tensión residual mínima en la pared del depósito, con lo que será necesario cumplir la siguiente condición:

$$\frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq -0,70 \text{ N/mm}^2$$

P.8.4.- Armadura horizontal mínima

La armadura horizontal mínima que dispondremos en la pared del depósito seguirá lo que marca el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas en muros. Para acero del tipo B 500S, impone un valor de 3,2. Pero que deberá repartirse en ambas caras, y en el caso de tener juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,50 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad. Por tanto, en nuestro caso particular, tendremos que:

$$A_{\text{horizontal}} = \frac{3,2}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot h_{\text{máx}} = \frac{3,2}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 22,5 \text{ cm} = 1,80 \text{ cm}^2 = 1 \text{ø}6 \text{ c/15 cm.}$$

Por otro lado, también es necesario comprobar el artículo 42.3.4 de la Instrucción, el cuál dispone una cuantía mínima de armadura en secciones sometidas a tracción simple o compuesta de:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,20 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

P.9.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE HORIZONTAL

P.9.1.- Preliminares

El momento flector de eje horizontal $M_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Origina una fisuración horizontal, que debe solucionarse con armadura vertical (pasiva, en general; y en nuestro caso, también activa). Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones verticales de pretensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

P.9.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje horizontal

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par $(M_{xd}, N_{dconcomitante})$ que produce los resultados más pésimos en alguna de las siguientes combinaciones de acciones:

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_0) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_0).$$

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_0) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_0) + 1,50x(\text{Empuje hidrostático}).$$

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_{\infty}) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_{\infty}) + 1,50x(\text{Empuje hidrostático}).$$

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,50x(Empuje de terres).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje de terres).

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,00x(Empuje hidrostàtic amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje hidrostàtic amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,00x(Empuje de terres amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje de terres amb sismo).

Y encontraremos la armadura pasiva vertical necesaria, haciendo:

$$M_{xd}^* = M_{xd} + N_{dconcomitante} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{xd}^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \cdot d \text{ (profundidad del bloque de compresiones)}$$

$$U_{s1} = \frac{M_{xd}^*}{d - \frac{y}{2}} - N_{dconcomitante} ; A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{ydc}}$$

siendo:

d: canto útil de la sección.

b: ancho unitario de la sección.

$$f_{cd}: \text{resistencia de cálculo del hormigón} = \frac{f_{cd}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydc}: \text{resistencia de cálculo de las armaduras pasivas comprimidas} = \frac{f_{ydc}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \leq 400$$

N/mm²

P.9.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales verticales

Para las tensiones normales verticales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

Lado agua:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado final})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado final})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

Lado exterior:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

- La tensión normal mínima en el hormigón debe ser tal que nos asegure una $w_{\text{máx}} = 0,3 \text{ mm}$. (para clase de exposición IIb), $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$. (para clase de exposición IV) ó $w_{\text{máx}} = 0,1 \text{ mm}$. (para clase de exposición IV+Qb). Que para simplificarlo, supone aceptar una tensión mínima en el hormigón que coincida con su resistencia media a tracción ($\sigma_{\text{mín}} \leq f_{\text{ctm}} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$), y cuando no se cumpla esta limitación añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Lado agua:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

Lado exterior:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensado inicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensado final})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

siendo:

P_k : fuerza de pretensado que introducen los tendones verticales en la totalidad del panel.
 M_{k1} : momento flector de eje horizontal generado en la totalidad del panel debido al empuje hidrostático, empuje de tierras, o bien, a los tendones de postensado.
 A_c : área del panel.
 I_c : inercia del panel.
 e : excentricidad de los tendones de pretensado.
 v' : distancia del centro de gravedad del panel hasta la fibra más extrema del lado agua.
 v : distancia del centro de gravedad del panel hasta la fibra más extrema del lado exterior.

Cuando no se cumpla con la limitación de tener una tensión mínima en el hormigón $\sigma_{\min} \leq f_{ctm}$
 $= 0,30 \sqrt{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$, entonces deberemos añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Tengamos en cuenta que en este último caso, el momento flector que aún será necesario completar con armadura pasiva será:

$$M_k = \frac{\sigma(> 3,79 \text{ N/mm}^2) \cdot I_c}{v'}$$

Y la comprobación de la fisuración seguirá las expresiones del apartado 49.2.5 de la EHE:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c, \text{eficaz}}}{A_{s, \text{eficaz}}}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

siendo:

w_k : abertura característica de fisura.
 w_{\max} : abertura máxima de fisura permitida.
 β : coeficiente del cuantil 95% en la distribución gaussiana de anchos de fisura, que vale 1,64

s_m : separación media entre fisuras, en mm.
 ε_{sm} : alargamiento medio de las armaduras.
 c : espesor del recubrimiento, en mm.
 s : separación entre ejes de barras, en mm.
 k_1 : coeficiente que vale 0,125 para flexión simple.
 ϕ : diámetro de las barras en mm.
 $A_{c, \text{eficaz}}$: área de hormigón allí donde las barras influyen en la abertura de fisuras.
 $A_{s, \text{eficaz}}$: área total de las armaduras situadas dentro del área $A_{c, \text{eficaz}}$.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,88 \cdot d \cdot A_s}$$

E_s : módulo de deformación longitudinal de las barras de acero.

k_2 : coeficiente de valor 0,5 (pues las cargas son de larga duración).

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

P.9.4.- Armadura vertical mínima

La armadura vertical mínima que dispondremos en la pared del depósito seguirá lo que marca el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas en muros. Para acero del tipo B 500S, impone un valor de 0,9. Por tanto, en nuestro caso particular, tendremos que:

$$A_{\text{vertical}} = \frac{0,9}{1000} 100 \text{ cm} \cdot h_{\max} = \frac{0,9}{1000} 100 \text{ cm} \cdot 22,5 \text{ cm} = 2,02 \text{ cm}^2 \approx 1 \phi 6 \text{ c/15 cm.}$$

Por otro lado, también es necesario comprobar el artículo 42.3.2 de la Instrucción, el cuál dispone una cuantía mínima de armadura en secciones sometidas a flexión simple o compuesta de:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \frac{W}{h} \cdot f_{cd}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.10.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE VERTICAL

P.10.1.- Preliminares

El momento flector de eje vertical $M_{\phi}(x)$ aparece en las paredes del depósito, y su valor es de:

$$M_{\phi}(x) = v \cdot M_x(x) = 0,2 \cdot M_x(x)$$

Este esfuerzo flector debe solucionarse con armadura pasiva horizontal. Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones horizontales de postensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

P.10.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje vertical

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par $(M_{\phi d}, N_{dmin})$ que produce los resultados más pésimos en las mismas combinaciones de acciones que ya hemos visto en el anterior apartado 9.2.

Ahora bien, dado que el momento flector $M_{\phi d}$ tiene un valor muy reducido, se puede comprobar que si hacemos el cálculo para el depósito de *Acontank* más desfavorable, obtenemos armadura mínima, que lógicamente podremos hacer extensiva para el resto de depósitos. Veámoslo:

$$H = H_o = H_t = 12,0 \text{ m.}$$

$$R = 29,85 \text{ m.}$$

$$h_{cal} = 0,192 \text{ m.}$$

$$d = 0,157 \text{ m.}$$

$$A_c = 0,4378 \text{ m}^2.$$

$$I_c = 0,0013448 \text{ m}^4.$$

$$v' = -0,1020 \text{ m.}$$

$$v = +0,0900 \text{ m.}$$

$$M_{\phi dmax} = 0,2 \cdot M_{dxmax} = 0,2 \cdot 120,47 = 24,09 \text{ mKN/m}$$

$$N_{\phi dmin} = 0,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 0,192 \text{ m} \cdot 1000 = 134,4 \text{ KN/m}$$

$$M_{\phi d}^* = M_{\phi d} + N_{\phi dmin} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 24,09 + 134,4 \cdot \left(0,157 - \frac{0,192}{2} \right) = 32,29 \text{ mKN/m}$$

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{\phi d}^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 32,29}{0,85 \cdot 30000 \cdot 1,0 \cdot 0,157^2}} \right) \cdot 0,157 = 0,00828 \text{ m}$$

$$U_{s1} = \frac{M_{\phi d}^*}{d - \frac{y}{2}} - N_{\phi dmin} = \frac{32,29}{0,157 - \frac{0,00828}{2}} - 134,4 = 76,84 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{ydc}} = \frac{76,84}{400.000} \cdot 10.000 = 1,92 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 6 \text{ c/15 cm.}$$

P.10.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Estrictamente deberíamos proceder a comprobar que las tensiones normales cumplen las limitaciones marcadas en EHE para las tensiones en el hormigón, tanto para la máxima como para la mínima. Ahora bien, esta comprobación quedaría englobada dentro del estudio del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales que ya hemos efectuado en el apartado 8.3 anterior.

P.11.- ESFUERZO CORTANTE

P.11.1.- Preliminares

El esfuerzo cortante $Q_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Debe compensarse con armadura en forma de cercos

P.11.2.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el esfuerzo cortante Q_{xd} que produce los resultados más pésimos en alguna de las siguientes combinaciones de acciones:

1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,50x(Empuje hidrostático).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje hidrostático).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,50x(Empuje de tierras).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje de tierras).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,00x(Empuje hidrostático con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje hidrostático con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,00x(Empuje de tierras con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje de tierras con sismo).

Una vez seleccionado el valor de Q_{xdmáx}, buscaremos la contribución del hormigón al esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = \left(0,10 \cdot \xi \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \frac{P_k(\text{pretensado final})}{A_c} \right) b_0 \cdot d \quad (\text{en N/m})$$

siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{siendo } d \text{ el canto útil de la sección en mm.}$$

$$\rho_l: \text{cuantía geométrica armadura long traccionada; } \rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} (< 0,02)$$

f_{ck}: resistencia característica expresada en N/mm².

A_c: área total del panel sobre la que se aplica la fuerza de pretensado vertical.

b₀: ancho unitario de la sección en mm.

d: canto útil en mm.

Y la armadura en cercos necesaria será:

$$A_a = \frac{Q_{xdmáx} - V_{cu}}{f_{yad} \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot (0,9 \cdot d) \cdot \text{sen} \alpha}$$

$$A_{amin} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot \text{sen} \alpha}{f_{yad}}$$

$$s = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^2}{4 \cdot A_a}$$

siendo:

f_{yad}: la resistencia de cálculo de la armadura de los cercos, de valor 400 N/mm².

α: ángulo que forman los cercos. En general 90°.

θ: ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. En general 45°.

s: separación entre cercos.

n: número de ramas de los cercos. (Un solo cerco tiene 2 ramas).

φ: diámetro de las barras de los cercos.

P.12.- ESTUDIO DE LA FASE CONSTRUCTIVA

Es necesario realizar las comprobaciones del panel en situaciones provisionales durante el desencofrado, el transporte y el montaje de los paneles prefabricados.

Por cuestiones intrínsecas de fabricación, la manipulación de los paneles se realizará con los cordones de pretensado vertical situados en la cara superior. Ello supone que hay que considerar la unión de los estados de carga de peso propio y de pretensado. Realizado el estudio de manera detallada, se ha llegado a la conclusión de que es necesario apoyar el panel en solo dos apoyos, pero manteniendo invariables las siguientes magnitudes:

- Longitud de cada uno de los dos voladizos: c = 0,20 · H
- Longitud del vano central: l = 0,60 · H.

El peso propio del panel será:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$g_d = 1,35 \cdot \frac{h_{m\grave{a}x} + h_{m\grave{a}n}}{2} \cdot 25$$

Y los esfuerzos que provoca son:

$$M_{xd} \text{ (sobre apoyo)} = -0,50 \cdot g_d \cdot c^2 + P_0 \cdot e$$

$$M_{xd} \text{ (en centro luz)} = (0,125 \cdot g_d \cdot l^2 - 0,5 \cdot g_d \cdot c^2) + P_0 \cdot e$$

$$Q_{xd} = \max(g_d \cdot c; 0,50 \cdot g_d \cdot l)$$

Démonos cuenta que al tratarse de una fase constructiva hemos hecho uso de un coeficiente de mayoración de las acciones de $\gamma_f = 1,35$.

Y también es importante resaltar que en el momento de estudiar la flexión del panel, esta convive desde el primer momento con el axil que le introduce el pretensado vertical, y por tanto, estamos frente a un caso de flexión compuesta recta.

P.13.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES

P.13.1.- Desplazamiento radial de la pared

Las acciones que solicitan la pared del depósito provocan un desplazamiento radial de la misma de valor $\omega(x)$, que debe ser menor a un valor admisible que fijaremos en $H/300$.

La combinación de acciones a verificar en este Estado Límite de Servicio es:

$$1,00x(\text{Empuje hidrostático}) + 0,90x(\text{Postensado circunferencial a } t_{\infty})$$

$$1,00x(\text{Empuje de tierras}) + 1,10x(\text{Postensado circunferencial a } t_0)$$

P.13.2.- Flecha en fase constructiva

Una vez construido el panel, y debido a la excentricidad de los tendones de pretensado vertical y al peso propio, se producirá una flecha, que sumando su contribución instantánea y diferida, no debe ser superior a 20 mm. por razones constructivas.

Para calcular la flecha se ha supuesto que el hormigón se encuentra con un valor de su resistencia de $f_{ck,j} = 25 \text{ N/mm}^2$. Y se calcula con la fórmula:

Flecha instantánea en extremo de voladizo =

$$\left(\frac{g_k \cdot c^4}{8 \cdot E_c \cdot I_c} - \frac{g_k \cdot l^3 \cdot c}{24 \cdot E_c \cdot I_c} + \frac{0,25 \cdot g_k \cdot c^3 \cdot l}{E_c \cdot I_c} \right) - \left(\frac{P_0 \cdot e \cdot (l \cdot c + c^2)}{2 \cdot E_c \cdot I_c} \right)$$

$$\text{Flecha instantánea en centro luz} = \left(\frac{5 \cdot g_k \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c} - \frac{0,0625 \cdot g_k \cdot c^2 \cdot l^2}{E_c \cdot I_c} \right) + \left(\frac{P_0 \cdot e \cdot l^2}{8 \cdot E_c \cdot I_c} \right)$$

$$\text{Flecha diferida} = 1,30 \cdot (\text{flecha instantánea})$$

siendo:

g_k : peso propio del panel.

l : longitud del vano central.

c : longitud de cada uno de los dos voladizos.

P_0 : fuerza total de pretensado con qué el gato de anclaje tirará en la cabeza del panel.

e : excentricidad de los tendones de pretensado.

E_c : módulo instantáneo de deformación longitudinal secante para el hormigón HA-25:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,04 \text{ N/mm}^2$$

I_c : inercia del panel.

P.14.- CONCLUSIÓN

Con todo lo expuesto en los anteriores Preliminares, así como en el siguiente estudio del depósito en particular, se considera que el cálculo del depósito cilíndrico postensado de "Prefabricats Planas" se encuentra perfectamente justificado, y el ingeniero que abajo suscribe tiene el honor de elevarlo a la consideración de la superioridad competente.

A Santa Coloma de Farners,

Jordi Quera Miró

Ingeniero de caminos, canales y puertos (Colegiado número: 6.513)

CÁLCULO DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS M.PLANAS EN EL ROSSELLÓ

(LLEIDA)

RADIO INTERIOR: 9,17 m.

ALTURA TOTAL DEL PANEL: 5,50 m.

1.- INTRODUCCIÓN

A petición de *Prefabricats M. Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del dimensionamiento óptimo de la pared de un depósito cilíndrico postensado, de 9,17 m. de radio interior y 5,50 m. de altura, para un volumen de 1.464 m³, a base de 25 paneles prefabricados de hormigón pretensado. Por el lado exterior hay relleno de tierras en una altura de 7,10 m.

2.- DESCRIPCIÓN DE LA PARED

Se trata de una estructura cilíndrica para depósito de agua, resultado de ensamblar 25 elementos laminares prefabricados de hormigón pretensado, dispuestos circularmente y cosidos mediante armaduras circunferenciales postesas a base de tendones monocordón no adherentes. El diámetro nominal de estos tendones es de 15,20 mm.

Cada módulo o panel prefabricado tiene una anchura total de 2,35 m, y un espesor variable que es función de su altura. El panel es totalmente plano por el lado agua, mientras que tiene un recrecido triangular por el lado exterior. En este último lado dispone de unos cajetines de 2 cm. de profundidad y situados cada 6 cm, que permiten ubicar los tendones del postensado circunferencial. Por otro lado, los tendones monocordón del pretensado vertical del panel son de 13,0 mm. de diámetro nominal, y se colocan ligeramente desplazados hacia el lado agua. Veamos las dimensiones geométricas que caracterizan el panel prefabricado propuesto:

ALTURA PANEL: H (m)	LADO MENOR (ESQUINAS)	LADO MAYOR (CENTRO)	ESPELOR CÁLCULO	d CORDONES- LADO AGUA
H = 5,50	17,00 cm.	19,50 cm.	16,20 cm.	6,74 cm.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Tabla 2.1.- Dimensiones geométricas del panel prefabricado pretensado.

Esta geometría variable del panel supone tener unas ondulaciones en la pared exterior que fija el camino de los tendones circunferenciales, que se disponen con la doble función de contrarrestar el empuje hidrostático y de coser entre sí los distintos paneles prefabricados. La geometría de la junta estará constituida por un machihembrado hormigonado "in situ" que permita el correcto centrado y regularización para la transmisión de compresiones.

La unión pared-solera será del tipo articulación fija. Es decir, mediante un recrecido de la solera, la pared quedará sujeta por su base inferior, con lo que tendrá el desplazamiento radial impedido.

El postensado circunferencial se aplica desde los anclajes separados 180° ó 360°. En el depósito propuesto dispondremos un contrafuerte. También resulta interesante que los anclajes se distribuyen a lo largo de toda la pared anclando un sexto de los tendones cada 30°; de esta forma se homogeniza la distribución de la carga de postensado en toda la pared.

El número de tendones de pretensado vertical a disponer en el panel será de 17 unidades. Este valor es correcto, puesto que no superamos los 2.500 KN de fuerza de tracción a tirar por el gato en todo el panel, y tampoco el valor máximo admisible para la contraflecha, que se ha establecido en 20 mm.

3.- BASES DE CÁLCULO

3.1.- Datos del depósito básicos

Para poder calcular el depósito de manera correcta precisamos los siguientes datos básicos:

3.1.1.- Datos geométricos básicos:

- Radio interior del depósito: R (m): 9,17 m.
- Altura de agua: H₀ (m): 5,50m.

- Altura de tierras: H_t (m): 7,10 m.

3.1.2.- Datos sísmicos básicos:

- Aceleración sísmica básica: a_b/g: 0,04
- Coeficiente adimensional de riesgo: p: 1,00
- Coeficiente de amplificación del terreno: S: 1,60

3.1.3.- Datos del postensado circunferencial básico:

- Número de anclajes: 1
- Diámetro nominal de los tendones circunferenciales de postensado: D_p (mm): 15,20

3.2.- Clase de exposición ambiental

Para el depósito del Rosselló (Lleida) adoptamos la siguiente clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

- Cara interior: clase IV: Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros.
- Cara exterior: clase IIb: Corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad media.

3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que los paneles prefabricados en estudio van a estar sometidos a un Control Intenso de Ejecución con auditoria externa y la calidad del hormigón utilizada garantizará resistencias f_{ck} superiores a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa que adoptamos serán:

- Cara interior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 0 = 30$ mm.
- Cara exterior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 0 = 25$ mm.

3.4.- Características del hormigón

Los diferentes paneles se prefabrican con hormigón de $f_{ck} = 45$ N/mm².

Su módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{45 + 8} = 31.928,43 \text{ N/mm}^2$$

Y el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$ puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2.$$

3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar en el panel serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500$ N/mm².

3.6.- Características de las armaduras activas

En cuanto a las armaduras activas del postensado circunferencial, se emplearan tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características:

CORDÓN	DIÁMETRO	SECCIÓN	MASA	$f_{pmáxk}$	f_{pk}	P ₀ s/EHE
CIRCUN.	D _p (mm)	A _p (mm ²)	(g/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)
Y 1860S7	15,20	140	1.101	1.860	~ 1.680	195,30

Tabla 3.1.- Designación y características de los tendones del postensado circunferencial.

Por su parte, las armaduras activas del pretensado vertical del panel, también serán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales:

CORDÓN	DIÁMETRO	SECCIÓN	MASA	$f_{pmáxk}$	f_{pk}	P ₀ s/EHE
VERT.	D _p (mm)	A _p (mm ²)	(g/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50

Tabla 3.2.- Designación y características de los tendones del pretensado vertical.

4.- CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN LA PARED

Siguiendo la teoría explicada en el anterior apartado P.4, referente al estudio de láminas circulares cilíndricas, y tal como se justifica numéricamente en el Anejo de Cálculo que adjuntamos, podemos resumir los desplazamientos y esfuerzos que aparecen en la pared del depósito de la siguiente manera:

4.1.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje hidrostático

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): -0,66
- Esfuerzo axil N_ϕ máximo (KN/m): +370,10
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): -7,74
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): -1,55
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): -25,73

4.2.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje de tierras

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +7,10
- Esfuerzo axil N_ϕ máximo (KN/m): -575,87
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +54,92
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): +10,98
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +78,71

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

4.3.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje hidrostático con sismo

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): -0,66
- Esfuerzo axial N_ϕ máximo (KN/m): +371,38
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): -8,44
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): -1,69
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): -28,03

4.4.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje de tierras con sismo

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +1,27
- Esfuerzo axial N_ϕ máximo (KN/m): -716,10
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +69,16
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): +13,83
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +99,11

4.5.- Pared solicitada por el postensado circunferencial a tiempo infinito

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +0,94
- Esfuerzo axial N_ϕ máximo (KN/m): -529,00
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +11,26
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): +2,25
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +26,93

5.- PÉRDIDAS DEL POSTENSADO EN LOS TENDONES CIRCUNFERENCIALES

La fuerza en el tendón circunferencial de postensado no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Veámoslo:

- Tipo de cordones de postensado: Y 1860S7 (tendón monocordón).
- Diámetro nominal del tendón de postensado: D_p (mm): 15,20
- Área nominal del tendón de postensado: A_p (mm²): 140,00
- Máxima fuerza de tesado en el gato en un tendón según EHE: P_0 (KN): 195,30
- Pérdidas por rozamiento en el punto medio del tendón: $\Delta P1$ (KN): 41,74
- Pérdidas por penetración de cuñas en el inicio del tendón: $\Delta P2$ (KN): 27,52
- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón: $\Delta P3$ (KN): 2,44
- Pérdidas diferidas en todo el tendón: ΔP_{dir} (KN): 15,82

Lo que nos lleva a los siguientes resultados finales:

- Valor de la fuerza de postensado inicial: P_{ki} (KN): 158,23
- Valor de la fuerza de postensado final: $P_{k\infty}$ (KN): 142,41

6.- PÉRDIDAS DE PRETENSADO EN LOS TENDONES VERTICALES

La fuerza en el tendón vertical de pretensado tampoco se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Veámoslo:

- Tipo de cordones de pretensado: Y 1860S7 (tendón monocordón).
- Numero de tendones de pretensado vertical que disponemos: N (ud): 17
- Diámetro nominal del tendón de pretensado: D_p (mm): 13,00
- Área nominal del tendón de pretensado: A_p (mm²): 100,00
- Máxima fuerza de tesado en el gato en un tendón según EHE: P_0 (KN): 139,50
- Pérdidas por penetración de cuñas en el inicio del tendón: $\Delta P2$ (KN): 17,27
- Pérdidas diferidas en todo el tendón: ΔP_{dir} (KN): 12,22

Lo que nos lleva a los siguientes resultados finales:

- Valor de la fuerza de pretensado inicial en todo el panel: P_{ki} (KN): 2.077,86
- Valor de la fuerza de pretensado final en todo el panel: $P_{k\infty}$ (KN): 1.870,08

7.- FUNCIÓN ÓPTIMA DE POSTENSADO

7.1.- Definición de las funciones óptimas de postensado FHP y FUP

Gracias al uso de las funciones óptimas de postensado que hemos planteado en el anterior apartado P.7, estamos en condiciones de encontrar el volumen total de tendones de postensado circunferenciales que es necesario disponer en la pared del depósito, y también su posición relativa. Tal como justificamos en el Anejo de Cálculo, obtenemos los siguientes resultados que resumimos a continuación:

- Fuerza de postensado total en la función FHP: $P_{tot,FHP}$ (KN): 1.386,96
- Fuerza de postensado total en la función FUP: $P_{tot,FUP}$ (KN): 135,48
- Tensión de compresión circunferencial mínima: σ_{res} (N/mm²): -0,70
- Tramo inicial de pared en que se admiten compresiones $< \sigma_{res}$: H_{inf} (m): 0,28
- Número total de tendones circunferenciales de $D_p = 15,20$ mm²: 16

7.2.- Posición de los tendones de postensado circunferenciales

La posición de los tendones circunferenciales a lo largo de la pared quedará de la siguiente manera:

Posición tendón	Ordenada x (m)
3	0,180
8	0,480
12	0,720
14	0,740
18	1,080
23	1,380
28	1,680
33	1,980
38	2,280
43	2,580
48	2,880

53	3,180
63	3,780
73	4,380
83	4,980
91	5,460

8.- ESFUERZO DE TRACCIÓN SIMPLE HORIZONTAL

8.1.- Preliminares

El empuje hidrostático genera un estado de tracciones de eje horizontal, responsables de la fisuración vertical de la pared, que deben ser compensadas con los tendones de postensado circunferencial.

8.2.- Estado Límite Último de Tracción simple horizontal

La comprobación de este Estado Límite Último consiste en verificar que:

$$\gamma_r N_{\phi \max(\text{agua})} \leq A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$$

$$555,15 \text{ KN} \leq 981,22 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!!}$$

8.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales

Para las tensiones normales horizontales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

$$\frac{1,10 \cdot N_{\phi(\text{postensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\phi(\text{tierras})}}{A_c} = -7,55 \text{ N/mm}^2 \geq -27 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!!}$$

- La tensión normal mínima en el hormigón debe estar en descompresión. Por tanto,

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$\frac{0,90 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} = -0,65 \text{ N/mm}^2 \leq 0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!!}$$

Adicionalmente, las diferentes recomendaciones internacionales imponen dejar una tensión residual mínima en la pared del depósito, con lo que será necesario cumplir la siguiente condición:

$$\frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq -0,70 \text{ N/mm}^2$$

Recordemos que el tramo inferior de pared tendrá una tensión residual por debajo de -0,70 N/mm².

Adjuntamos a continuación el valor de la tensión residual de compresión que quedará en las diferentes ordenadas de la pared del depósito a tiempo infinito, corroborando que se cumple esta última prescripción:

Ordenada x (m)	Valor de la σ_{res} (N/mm ²)
0,060	- 0,06 N/mm ²
0,180	- 0,18 N/mm ²
0,300	- 0,30 N/mm ²
0,420	- 0,42 N/mm ²
0,540	- 0,52 N/mm ²
0,660	- 0,62 N/mm ²
0,780	- 0,70 N/mm ²
0,900	- 0,77 N/mm ²
1,020	- 0,83 N/mm ²
1,140	- 0,87 N/mm ²
1,260	- 0,91 N/mm ²
1,380	- 0,94 N/mm ²
1,500	- 0,96 N/mm ²
1,620	- 0,98 N/mm ²
1,740	- 1,00 N/mm ²
1,860	- 1,01 N/mm ²
1,980	- 1,02 N/mm ²

2,100	- 1,03 N/mm ²
2,220	- 1,03 N/mm ²
2,340	- 1,03 N/mm ²
2,460	- 1,02 N/mm ²
2,580	- 1,01 N/mm ²
2,700	- 0,99 N/mm ²
2,820	- 0,97 N/mm ²
2,940	- 0,95 N/mm ²
3,060	- 0,92 N/mm ²
3,180	- 0,89 N/mm ²
3,300	- 0,86 N/mm ²
3,420	- 0,83 N/mm ²
3,540	- 0,81 N/mm ²
3,660	- 0,79 N/mm ²
3,780	- 0,78 N/mm ²
3,900	- 0,77 N/mm ²
4,020	- 0,76 N/mm ²
4,140	- 0,76 N/mm ²
4,260	- 0,76 N/mm ²
4,380	- 0,76 N/mm ²
4,500	- 0,76 N/mm ²
4,620	- 0,75 N/mm ²
4,740	- 0,75 N/mm ²
4,860	- 0,74 N/mm ²
4,980	- 0,73 N/mm ²
5,100	- 0,71 N/mm ²
5,220	- 0,69 N/mm ²
5,340	- 0,66 N/mm ²
5,460	- 0,64 N/mm ²

8.4.- Armadura horizontal mínima según EHE

La armadura horizontal mínima a disponer será:

- Según el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE: 1,80 cm².
- Según el apartado 42.3.4 de la Instrucción EHE: 4,34 cm².

9.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE HORIZONTAL

9.1.- Preliminares

El momento flector de eje horizontal $M_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Origina una fisuración horizontal, que debe solucionarse con armadura vertical (pasiva, en general; y en nuestro caso, también activa). Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones verticales de pretensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

9.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje horizontal

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par (M_{xd} , $N_{dconcomitante}$) que produce los resultados más pésimos en alguna de las combinaciones de acciones que hemos planteado en el anterior apartado P.9.2. En nuestro caso particular, obtenemos los siguientes valores:

- i) Lado agua:*
- Valor del momento flector último pésimo en el lado agua: $M_{xd,máx}$ (mKN/m): 77,24
 - Valor del esfuerzo axil último a considerar: N_{dmin} (KN/m): 845,30
 - Canto útil de la sección: d (m): 0,127
 - Valor del momento flector reducido en el lado agua: M_{xd}^* (mKN/m): 116,12
 - Profundidad del bloque de compresiones: y (m): 0,0432

Y los resultados que obtenemos son:

- Armadura necesaria vertical a flexocompresión en el lado agua (cm²): 6,41

ii) Lado exterior:

- Valor del momento flector último pésimo en lado exterior: $M_{xd,máx}$ (mKN/m): 17,33
- Valor del esfuerzo axil último a considerar: N_{dmin} (KN/m): 845,30
- Canto útil de la sección: d (m): 0,127
- Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{xd}^* (mKN/m): 56,21
- Profundidad del bloque de compresiones: y (m): 0,0187

Y los resultados que obtenemos son:

- Armadura necesaria vertical a flexocompresión en el lado exterior (cm²): 0,00

9.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales verticales

Para las tensiones normales verticales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$.
- La tensión normal mínima en el hormigón debe ser tal que nos asegure una $w_{máx} = 0,3$ mm. (para clase de exposición IIb), $w_{máx} = 0,2$ mm. (para clase de exposición IV). Que para simplificarlo, supone aceptar una tensión mínima en el hormigón que coincida con su resistencia media a tracción ($\sigma_{min} \leq f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79$ N/mm²), y cuando no se cumpla esta limitación añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Cuando no se cumpla con la limitación de tener una tensión mínima en el hormigón $\sigma_{min} \leq f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79$ N/mm², entonces deberemos añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Haciendo el cálculo para nuestro depósito concreto, y tal como reflejamos en el Anejo de Cálculo adjunto, obtenemos la armadura vertical necesaria para cumplir con el estado Límite de Servicio de Fisuración, y en la combinación más restrictiva :

i) *Lado agua:*

Barras ø 8 (cm ²)	Barras ø 10 (cm ²)	Barras ø 12 (cm ²)	Barras ø 16 (cm ²)
9,15	10,29	11,29	13,06

ii) *Lado exterior:*

Barras ø 8 (cm ²)	Barras ø 10 (cm ²)	Barras ø 12 (cm ²)	Barras ø 16 (cm ²)
1,87	1,87	1,87	1,87

9.4.- Armadura vertical mínima

i) *Lado agua:*

- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.2 de EHE (cm²): 0,00
- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.5 de EHE (cm²): 1,64

ii) *Lado exterior:*

- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.2 de EHE (cm²): 0,00
- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.5 de EHE (cm²): 1,64

10.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE VERTICAL

Tal como se ha demostrado en el anterior apartado P.10, el esfuerzo de flexión compuesta recta de eje vertical queda totalmente absorbido con el empleo de la armadura mínima horizontal que ya hemos planteado anteriormente.

11.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE ESFUERZO CORTANTE

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el esfuerzo cortante $Q_{xd,máx}$ que produce los resultados más pésimos en alguna de las combinaciones de acciones que hemos planteado en el anterior apartado P.11.2. En nuestro caso particular, obtenemos los siguientes valores:

- Valor del esfuerzo cortante último pésimo: $Q_{xd,máx}$ (KN/m): 147,98
- Contribución del hormigón a cortante: V_{cu} (KN/m): 166,73
- Parte de esfuerzo cortante que precisa armadura: V_{su} (KN/m): -18,74
- Armadura de cortante necesaria: A_a (cm²/m): 0,00
- Separación de los cercos en el caso de disponer 12 ramas (6 cercos repartidos en la totalidad del panel) de ø 6 mm: s (m): 0,00
- Separación de los cercos en el caso de disponer 6 ramas (3 cercos de montaje repartidos en la totalidad del panel) de ø 6 mm: s (m): 0,00

12.- ESTUDIO DE LA FASE CONSTRUCTIVA

Es necesario realizar las comprobaciones del panel en situaciones provisionales durante el desencofrado, el transporte y el montaje de los paneles prefabricados. Y los esfuerzos que provoca, suponiendo que siempre se mantienen invariables las siguientes magnitudes:

- Longitud de cada uno de los dos voladizos: $c = 0,20 \cdot H$
- Longitud del vano central: $l = 0,60 \cdot H$

$M_{xd,cons}$ (mKNm) = 58,05

$Q_{xd,cons}$ (KN/m) = 10,16

Y ello implica una necesidad de armadura en fase constructiva de:

- Armadura necesaria vertical de flexión a disponer en una cara y en fase constructiva: $A_{s,cons}$ (cm²/m): 0,00
- Armadura de cortante necesaria en fase constructiva: A_a (cm²/m): 0,00

13.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES

13.1.- Desplazamiento radial de la pared

Las acciones que solicitan la pared del depósito provocan un desplazamiento radial de la misma de valor $\omega(x)$, que debe ser menor a un valor admisible que fijaremos en $H/300$.

En nuestro caso concreto tendremos:

- Máximo desplazamiento radial del panel: $\omega_{\text{máx}}$ (mm): 8,25
- Valor admisible del desplazamiento radial: ω_{adm} (mm): 18,33

Al cumplir $\omega_{\text{máx}} \leq \omega_{\text{adm}} \rightarrow \text{OK!!}$

13.2.- Flecha en fase constructiva

Una vez construido el panel, y debido a la excentricidad de los tendones de pretensado vertical, se producirá una flecha, que sumada a la debida al peso propio, se aconseja que no sea superior a 20 mm. por razones constructivas.

Los valores que obtenemos son:

- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al peso propio: f_{gk} (mm): 0,44
- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al pretensado: f_{pre} (mm): 6,78
- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al peso propio + pretensado: f_{tot} (mm): 7,00
- Valor admisible de la flecha en el panel: f_{adm} (mm): 20,00

Al cumplir $f_{\text{tot}} \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{OK!!}$

14.- RESUMEN FINAL DE ARMADURA EN EL DEPÓSITO DEL ROSSELLÓ

14.1.- Resumen de la armadura activa

- Número de tendones de postensado circunferencial de $D_p = 15,20$ mm: 16 ud
- Posición de los tendones de postensado circunferencial: Según apartado 7.2.
- Fuerza total máxima de pretensado con que tirará el gato (tendones verticales): P_0 (KN): 2.371,50
- Número de tendones de pretensado vertical de $D_p = 13,0$ mm: 17 ud

14.2.- Resumen de la armadura pasiva

- Armadura mínima vertical en el lado agua: 1ø6 c/15 cm
- Número de barras de refuerzo verticales en el lado agua (ud/ml) y entre paréntesis la longitud del refuerzo (m):

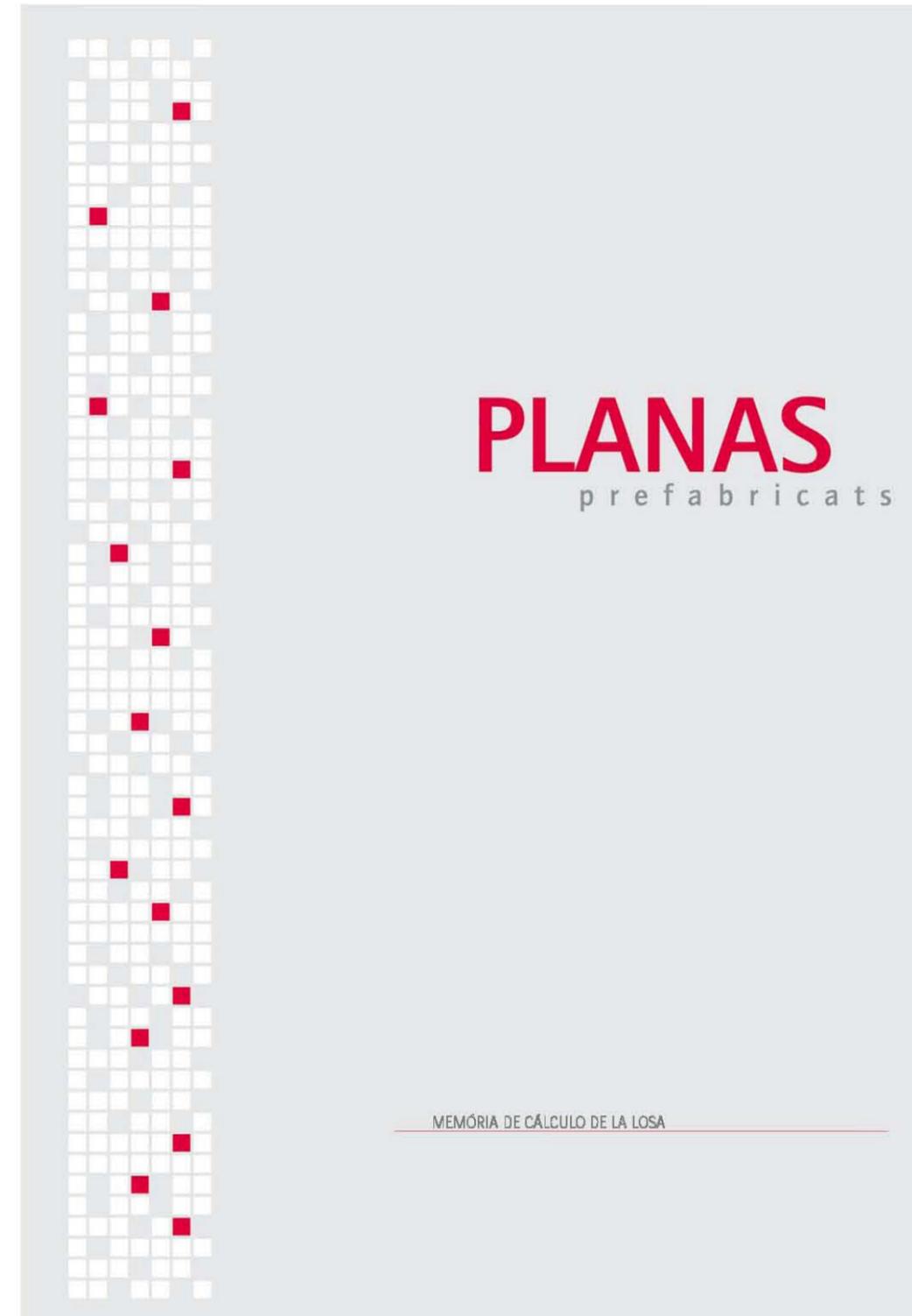
Barras ø 8 (ud(m))	Barras ø 10 (ud(m))	Barras ø 12 (ud(m))	Barras ø 16 (ud(m))
14,6 (3,50)	10,7 (3,50)	8,3 (3,50)	5,6 (3,50)

- Armadura mínima vertical en el lado exterior: 1ø6 c/15 cm
- Número de barras de refuerzo verticales en el lado exterior (ud/ml) y entre paréntesis la longitud del refuerzo (m):

Barras ø 8 (ud(m))	Barras ø 10 (ud(m))	Barras ø 12 (ud(m))	Barras ø 16 (ud(m))
0,0 (0,00)	0,0 (0,00)	0,0 (0,00)	0,0 (0,00)

- Armadura horizontal en el lado agua: 1ø6 c/15 cm
- Armadura horizontal en el lado exterior: 1ø6 c/15 cm
- Separación en caso de disponer 6 cercos de ø 6 mm: s (m): 0,00

- Separación en caso de disponer 3 cercos de \varnothing 6 mm: s (m): 0,00



**PRELIMINARES AL CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN
DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS
M.PLANAS**

P.1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

P.1.1.- Antecedentes

A petición de *Prefabricats Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del cálculo de la solera de un depósito cilíndrico postensado, resuelto a base de ensamblar un determinado número de paneles prefabricados de hormigón pretensado. La unión pared-solera es del tipo articulación fija, puesto que los paneles apoyan directamente sobre la solera, quedando su movimiento coartado por unas riostras circunferenciales de la propia solera que impiden el desplazamiento radial de los paneles.

P.1.2.- Objetivos

Se diseña y calcula la solera para un depósito cilíndrico postensado. En el caso de que exista cubierta, está apoyará directamente en la coronación del muro. Y el relleno de tierras lo vamos a considerar o no, en función de lo que sea más desfavorable. Se verificarán, todos los aspectos que afecten al dimensionamiento de la solera, siempre de acuerdo con la normativa vigente EHE: prescripciones relativas a los materiales, clase de exposición, comprobaciones resistentes en Estado Límite Último y comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio.

P.2.- DESCRIPCIÓN DE LA SOLERA

Realizada la excavación para la solera, pondremos una capa de 8 cm. de hormigón de limpieza del tipo HM-15. Para evitar las subpresiones del terreno sobre la solera, previamente al hormigón de limpieza habremos dispuesto una capa de gravas o zahorras drenantes

protegidas con geotextil de 20 cm. de espesor, colocando en dicha capa unos tubos dren con salida de los mismos a la arqueta de llaves.

Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá 20 cm. de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla. A la solera se le debe dar una pendiente de al menos el 1% hacia la arqueta de llaves para facilitar las limpiezas. Esta pendiente se debe dar con el hormigón de la solera y no echando un mortero posteriormente.

Tenemos dos opciones diferentes para solucionar la solera:

- Solera de espesor constante. Es la solución que emplearemos para depósitos de pequeña altura (inferior o igual a 5,00 metros).
- Solera con zapata perimetral de mayor canto unida solidariamente al resto de la solera. Se evita la junta de estanqueidad. La continuidad se materializa por medio de una cuña estructural dispuesta a 15º que permite pasar del mayor canto de la zapata al menor espesor de la solera.

En el caso de que existan pilares centrales para soporte de la cubierta, estos tendrán una zapata de mayor canto unida a la solera. A ambos lados del arranque del muro se dispondrá una riostra de medidas 20 cm. (ancho) x 20/15 cm. (alto) que impida el desplazamiento lateral de los paneles prefabricados.

Las medidas de la solera que proponemos serán las siguientes:

ALTURA PANEL: H (m):	PUNTERA LADO TIERRA:p (m):	LONG. ZAPATA PERIM: B (m):	CANTO ZAPATA PERIM: c (m):	CANTO SOLERA: hs (m):	$\sigma_{adm,terreno}$ MÍN. EXIGIDA (kp/cm ²)
3,00	0,30	-	-	0,20	1,5
4,00	0,30	-	-	0,20	1,5
5,00	0,30	-	-	0,20	1,5
6,00	0,40	1,00	0,30	0,20	1,5
7,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
8,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
9,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
10,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,0
11,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,5
12,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,5

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Tabla P.2.1.- Dimensiones geométricas de la solera en función de la altura H del depósito.

P.3.- BASES DE CÁLCULO

P.3.1.- Normativa de aplicación y otras recomendaciones empleadas

Se han tenido en cuenta las siguientes normativas de obligado cumplimiento en el estado español:

EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", Comisión Permanente del Hormigón, Madrid 1999.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, Real Decreto 314/2006, Madrid 2006.

NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)", del Ministerio de Fomento, de 27 de septiembre de 2002.

Otras recomendaciones relacionadas con los depósitos que han sido empleadas en el presente trabajo han sido:

BS 8007, "Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids", British Standards Institution, 1987.

Llombart, J.A. y Antón, V., "Depósitos Cilíndricos Pretensados. Consideraciones sobre el Proyecto", Hormigón y Acero n.157, 1985, pp.141-156.

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A. y Morán, F., "Hormigón Armado", Tomo I, G.G. Editorial Gustavo Gili, 12 Ed., Barcelona, 1987, pp.607-664.

P.3.2.- Clase de exposición ambiental

Antes de comenzar el proyecto de una estructura de hormigón, se debe identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cualquier elemento

estructural. La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE (1999) nos lo muestra en su apartado 8.2.

En general, en la solera de los depósitos de agua tendremos que la clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras será la siguiente:

- Cara superior: clase IIa, para depósitos que contengan agua sin cloruros; clase IV, para instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros, no relacionados con el ambiente marino; y clase IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc, si el agua contiene sustancias que pueden atacar químicamente al hormigón en grado débil, medio o fuerte respectivamente.
- Cara inferior: clase IIa, corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad alta.

P.3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que la solera en estudio se construirá "in situ", estará sometida a un Control Intenso de Ejecución con auditoría externa y la calidad del hormigón utilizada tendrá una resistencia f_{ck} inferior a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa (apartado 37.2.4), que en este caso coincidirán con los mínimos, serán:

- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 5 = 30$ mm (ambiente IIa).
- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 35 + 5 = 40$ mm (ambiente IV).
- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 40 + 5 = 45$ mm (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc).
- Cara inferior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 5 = 30$ mm (ambiente IIa)

Aunque para simplificar adoptaremos un recubrimiento nominal en todas las caras de la solera de 40 mm, excepto en el caso de que el depósito contenga aguas químicamente agresivas (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc), que entonces el recubrimiento a adoptar será de 45 mm.

P.3.4.- Característiques del hormigón

Siguiendo el apartado 37.3 de la Instrucción EHE relativo a la durabilidad, es necesario construir la solera con un hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. Este valor es el mínimo compatible con los requisitos de durabilidad para la clase de exposición IV, IV+Qa y IV+Qb. Por tanto, en general, la solera de los depósitos se construirá con hormigón del tipo HA-30.

En el caso de que el agua contenida por el depósito fuese químicamente muy agresiva (clase IV+Qc), entonces el hormigón de la solera deberá ser del tipo HA-35.

Y en el caso de que se pueda garantizar que el agua contenida por el depósito nunca contendrá cloruros, se podría plantear construir la solera con hormigón del tipo HA-25.

En los cálculos pueden ser necesarias las siguientes propiedades: módulo de deformación longitudinal y resistencia media a tracción, que se obtienen a través de las expresiones recogidas en el articulado de la EHE.

En concreto, en el artículo 39.6 de la EHE se dice que el módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2$$

Por otra parte, para llevar a cabo la verificación de la estructura del depósito frente al estado límite de servicio de fisuración, es necesario conocer la tensión σ_{sr} de la armadura en la sección fisurada en el momento en que se fisura el hormigón. Ello se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra de hormigón más solicitada alcanza el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$. Dicho valor, de acuerdo con el artículo 39.1 de la Instrucción EHE puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

P.3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

P.3.6.- Acciones

Las acciones básicas que solicitan la solera de un depósito de agua son las siguientes:

- Peso propio de la solera.
- Peso de la pared perimetral del depósito.
- Posible reacción transmitida por la cubierta
- Carga hidrostática sobre la solera y empuje hidrostático contra la pared.
- Carga de tierras sobre la puntera y empuje de tierras contra la pared.
- Postensado de la pared con transmisión de su cortante a la solera.
- Acción térmica, sismo y efectos diferidos (retracción y fluencia).
- Subpresión del agua.

El peso propio es una parte de la carga uniforme q que recibe la solera. Su valor es de:

$$q_s = \gamma_{\text{hormigón}} \cdot h_s$$

siendo $\gamma_{\text{hormigón}}$ el peso específico del hormigón, de valor 25 KN/m^3 , y h_s el espesor de la solera.

El peso de la pared perimetral del depósito tiene un valor de:

$$W_{\text{pared}} = 25 \cdot \frac{h_{\text{máx}} + h_{\text{mín}}}{2} \cdot H$$

siendo $h_{\text{máx}}$ y $h_{\text{mín}}$ los espesores máximo y mínimo del panel prefabricado y H la altura total del mismo.

La cubierta puede aportar una reacción máxima de:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$R_{cubierta} = (3,3 + 10) \frac{KN}{m^2} \cdot \frac{7,30m}{2} \cdot 1,0m = 48,5 \text{ KN/m}$$

La carga hidrostática es una parte de la carga uniforme q que recibe la solera. Su valor es de:

$$q_h(x=0) = q_w = \gamma_w \cdot H_w$$

siendo γ_w el peso específico del agua y H_w la altura de agua. Por otro lado, el empuje hidrostático que solicita la pared provoca un esfuerzo cortante en su base que se transmite a la solera en forma de axil de tracción. Proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el empuje hidrostático} = N_{sh}$$

La carga de tierras es la otra parte de la carga uniforme q que recibe la puntera de la solera. Su valor es de:

$$q_t(x=0) = q_t = \gamma_t \cdot H_t$$

siendo γ_t el peso específico de las tierras y H_t la altura del relleno. Por otro lado, el empuje de tierras que solicita la pared provoca un esfuerzo cortante en su base que se transmite a la solera en forma de axil de compresión. Proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el empuje de tierras} = N_{st}$$

El postensado horizontal de la pared también provoca esfuerzos adicionales de cortante en la base del muro que se transmiten a la solera en forma de axil de compresión. En este caso, proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el postensado horizontal de la pared} = N_{sp}$$

Vamos a considerar la acción térmica, el sismo y los efectos diferidos en la solera adoptando mayores cuantías geométricas de las armaduras.

Finalmente respecto la subpresión del agua, se adoptarán las medidas más convenientes para evitar que las filtraciones del depósito pasen al terreno de cimentación y generen nuevos esfuerzos sobre la solera.

Los valores de cálculo de las acciones a considerar en el análisis y proyecto de las estructuras de hormigón se obtienen como el producto del valor representativo de la acción por un coeficiente parcial de seguridad. Para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico. En general, también para las acciones accidentales el valor representativo es el valor característico. Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las acciones, el valor representativo es un valor de combinación.

En la tabla 12.1.a de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables a la evaluación de los estados límite últimos (ELU). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en el presente estudio. Se ha supuesto un nivel de control de ejecución intenso.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente (normal)		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Peso de la pared	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Reacción de la cubierta	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Postensado de la pared	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Carga de agua y empuje de agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,50$	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Carga de tierras y empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,50$	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$
Sismo	-----	-----	$\gamma_S = 1,00$	$\gamma_S = 1,00$

Tabla P.3.1.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELU.

Tengamos en cuenta que la Instrucción EHE es muy conservadora en cuanto al valor del coeficiente parcial de seguridad de la carga de agua y empuje del agua. El Eurocódigo 2, Parte 4 (2000), "Depósitos y estructuras de contención" propone emplear un valor de $\gamma_{Qw} = 1,20$, claramente inferior al que usaremos de $\gamma_{Qw} = 1,50$.

Por otra parte, en la tabla 12.2 de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, para las comprobaciones de los estados límite de servicio (ELS). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en este estudio.

TIPO DE ACCIÓN	Situación (normal)	
	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Peso pared	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Reacción de la cubierta	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Postensado de la pared	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Carga de agua y empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Carga tierras y empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$

Tabla P.3.2.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELS.

Por otra parte, los depósitos cilíndricos postensados de *Prefabricats M.Planas* pueden tener un radio máximo de casi 30 metros y un radio mínimo de 3,60 metros. Ello nos permite acotar los valores máximos y mínimos para el esfuerzo cortante de la base que se transmite a la solera en forma de axil. Estudiando los valores de este esfuerzo cortante, se puede elaborar la siguiente tabla:

H ₀ (m):	H _t (m):	N _{sh,máx} (KN/m)	N _{st,máx} (KN/m)	N _{st,mín} (KN/m)	N _{sp,máx} (KN/m)	N _{sp,mín} (KN/m)
12,00	12,00	110,54	-70,01	-24,25	-100,50	-36,90
11,00	11,00	101,32	-64,17	-22,23	-92,10	-36,90
10,00	10,00	92,10	-58,33	-20,21	-82,25	-36,83
9,00	9,00	76,14	-48,22	-16,71	-69,57	-33,61
8,00	8,00	67,66	-42,85	-14,85	-60,98	-26,07
7,00	7,00	59,18	-37,48	-12,99	-57,25	-26,07
6,00	6,00	50,72	-32,12	-11,14	-44,29	-26,07
5,00	5,00	38,10	-24,13	-8,38	-33,13	-24,30
4,00	4,00	29,79	-18,87	-6,70	-33,98	-24,30
3,00	3,00	19,93	-12,62	-5,03	-27,82	-24,22

Tabla P.3.3.- Valores del esfuerzo axil que se transmite a la solera en los depósitos cilíndricos postensados de *Prefabricats M.Planas*

Conviene aclarar que para obtener los anteriores valores del esfuerzo axil se ha procedido de la siguiente manera:

- El esfuerzo axil de tracción debido al empuje hidrostático N_{sh}, se ha obtenido calculando el depósito con la altura de agua especificada y con un radio interior de 30,0 metros.
- El esfuerzo axil de compresión debido al empuje de tierras N_{st}, se ha obtenido, en su valor máximo, calculando el depósito con la altura de tierras especificada y con un radio interior de 30,0 metros; y en su valor mínimo, con la misma altura de tierras y un radio interior de 3,60 metros. Esta claro que en el caso de no haber relleno de tierras su valor será nulo.
- El esfuerzo axil de compresión debido al postensado horizontal N_{sp}, se ha obtenido, en su valor máximo, calculando el depósito con la altura de agua especificada y con un radio interior de 30,0 metros; y en su valor mínimo, con la misma altura de agua y un radio interior de 3,60 metros.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.3.7.- Combinación de acciones

De cara al dimensionamiento adecuado de la solera, es necesario establecer la combinación de acciones más desfavorables, que van a influir en el proyecto de este tipo estructural. Cada combinación, en general, está formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes; cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

Proponemos la siguiente combinación de acciones:

i) *Depósito lleno de agua sin tierras:*

$$C1: 1,35 \cdot q_s + 1,35 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot R_{cubierta} + 1,50 \cdot q_{t0} + 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

ii) *Depósito vacío con relleno de tierras:*

$$C2: 1,35 \cdot q_s + 1,35 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot R_{cubierta} + 1,50 \cdot q_t + 1,50 \cdot N_{st,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

$$C3: 1,00 \cdot q_s + 1,00 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot q_t + 1,50 \cdot N_{st,m\acute{i}n} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{i}n}$$

P.3.8.- Modelo de cálculo de la solera

El modelo más simple de comportamiento de la solera es el elástico formulado por Winkler, según el cual, se adopta la hipótesis de que la flecha en un punto es proporcional a la carga actuando sobre el terreno, e independiente de las cargas aplicadas en otras zonas, y donde el coeficiente de proporcionalidad es el módulo de balasto del terreno k. Ello nos permite tratar el suelo como si fueran unos muelles de constante de rigidez vertical $K_x = k \cdot A$, siendo k el módulo de balasto del terreno y A el área de influencia del muelle.

Para poder analizar la solera considerando su interacción con el terreno, deberemos discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1 \text{ t} = 1 \text{ Mp} = 10 \text{ KN}$.

La parte de la solera situada en los extremos, allí donde hay la puntera, el relleno de tierras y el muro vertical, también será calculada con el método convencional de cálculo de zapatas, a fin de poder precisar con mayor exactitud el valor de la tensión sobre el terreno de cimentación.

P.3.9.- Estudio del sismo

El sismo es una acción accidental que provoca un incremento en el valor de los empujes del agua y tierras contra el muro. Es decir, que se incrementarían los valores de los ejes de tracción y compresión N_{sh} y N_{st} .

Aunque conviene tener en cuenta, tal como hemos visto en el apartado anterior, que la consideración del sismo lleva asociado reducir los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, con lo que en el caso del estudio de soleras su efecto es poco importante, y en general, ocurre que el sismo no es la combinación de acciones más desfavorable.

P.4.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN SIMPLE

P.4.1.- Evaluación del Estado Límite Último de Flexión Simple

Con la discretización de la solera en una estructura de nudos y barras apoyada sobre el terreno y sometida a las combinaciones de acciones especificadas en el apartado P.3.7, se obtendrá el valor del momento flector mayor. Conocido este, se dimensionará la armadura por medio del diagrama parábola rectángulo.

P.4.2.- Armadura mínima en la solera

La armadura mínima a disponer en losas según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas es:

$$A_{\text{mín,losas}} = \frac{1,8}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 1,80 \text{ cm}^2.$$

Sin embargo, en el caso particular de depósitos, con sus necesidades de estanqueidad, y al tratarse la solera de un elemento de hormigón armado no pretensado, deberíamos seguir las recomendaciones de Jiménez Montoya et al (1987) para hacer la siguiente propuesta de cuantías mínimas:

i) *Para zapata perimetral de canto 40 cm:*

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 8,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

ii) *Para zapata perimetral de canto 30 cm:*

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

iii) *Para la solera central de canto 20 cm:*

$$A_{\text{mín,solera}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,solera}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

P.5.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE ESFUERZO CORTANTE

P.5.1.- Evaluación del Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Con la discretización de la solera en una estructura de nudos y barras apoyada sobre el terreno y sometida a las combinaciones de acciones especificadas en el apartado P.3.7, se obtendrá el valor del esfuerzo cortante mayor. Conocido este, se dimensionará la armadura de cercos necesaria, aunque interesará evitarlos, asegurando que el hormigón ya es capaz de absorber el esfuerzo cortante por sí solo.

Recordemos que la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es, según EHE:

$$V_{cu} = (0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}) b_0 \cdot d \text{ (en N/m)}$$

siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ siendo } d \text{ el canto útil de la sección en mm.}$$

$$\rho_l: \text{ cuantía geométrica armadura long traccionada; } \rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} (< 0,02)$$

f_{ck} : resistencia característica expresada en N/mm².

b_0 : ancho unitario de la sección en mm.

d : canto útil en mm.

P.6.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE TRACCIÓN SIMPLE

P.6.1.- Evaluación del Estado Límite Último de tracción simple

Los esfuerzos de tracción se originan en la solera como consecuencia de la presión hidrostática contra las paredes. De hecho, al tratarse de una estructura con las paredes apoyadas, el esfuerzo de cortante en su base se transmite en forma de axil de tracción a la solera.

El esfuerzo de tracción simple en este Estado Límite Último será:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

Y la manera de tratarlo, en depósitos de hormigón armado, es adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero, que se fija en:

- $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc
- $\sigma_s = 130 \text{ N/mm}^2$ para los ambientes IIa ó IV

La armadura obtenida deberá sumarse a la obtenida con el Estado Límite de flexión.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.7.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN

P.7.1.- Preliminares

Se trata de un Estado Límite de Servicio, que en el caso de los depósitos adquiere una enorme trascendencia, ya que de su correcto cumplimiento depende la funcionalidad y durabilidad del mismo.

Respecto a la fisuración por solicitaciones de tracción, EHE nos obliga a satisfacer la inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

siendo:

w_k la abertura característica de fisura.

$w_{m\acute{a}x}$ la abertura máxima de fisura permitida.

P.7.2.- Cálculo de la abertura característica de fisura w_k

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

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

siendo:

β : coeficiente del cuantil 95% en la distribución gaussiana de anchos de fisura, que vale 1,64

s_m : separación media entre fisuras, en mm:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_{s,eficaz}}$$

con:

c : espesor del recubrimiento, en mm.

s : separación entre ejes de barras, en mm. Si $s > 15\phi$ se introduce en la fórmula $s = 15\phi$.

k_1 : coeficiente que vale 0,125 para flexión simple.

ϕ : diámetro de las barras en mm. Si se emplean barras de distintos diámetros, se toma el diámetro de la mayor.

$A_{c,eficaz}$: área de hormigón allí donde las barras influyen en la abertura de fisuras:

Si $s \leq 15\phi$, entonces $A_{c,eficaz} = b(\text{ancho unitario}) \cdot h_g/4$

Si $s > 15\phi$, entonces $A_{c,eficaz} = 15\phi \cdot h_g/4$

$A_{s,eficaz}$: área total de las armaduras situadas dentro del área $A_{c,eficaz}$.

ε_{sm} : alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,88 \cdot d \cdot A_s}$$

E_s : módulo de deformación longitudinal de las barras de acero; $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$.

k_2 : coeficiente de valor 0,5 (pues las cargas son de larga duración).

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

con:

M_k : momento flector por unidad de anchura bajo la combinación para la que se comprueba la fisuración.

d : canto útil de la sección; $d = h_g - c - \phi/2$

A_s : área total de la armadura de tracción existente en el ancho unitario de cálculo.

b : ancho unitario de la sección de la solera.

h_g : canto total de la solera.

f_{ctm} : resistencia media a tracción del hormigón, en N/mm^2 ;

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

P.7.3.- Evaluación de la abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

El ancho máximo de fisura permitido por la Instrucción EHE en el caso de elementos estructurales de hormigón armado es el siguiente:

- Elementos de hormigón armado en ambiente IIa (agua sin cloruros): $w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm.
- Elementos de hormigón armado en ambiente IV (agua con cloruros): $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm.
- Elementos de hormigón armado en ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (agua con sustancias químicas agresivas): $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm.

A pesar de todo, la propia Instrucción aclara que los casos de estanqueidad no están contemplados. Por tanto, se hace necesario seguir las recomendaciones que figuran en la mayor parte de tratados de depósitos y preconizadas por los especialistas en el tema.

Así, para Jiménez Montoya et al (1987), en los depósitos de hormigón armado sometidos a alternancias humedad-sequedad, o expuestos a heladas o agentes agresivos, la abertura máxima de fisuras debe limitarse a $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm. En depósitos permanentemente sumergidos puede admitirse $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm.

Para la norma británica BS 8007 (1987), cuando la superficie del depósito de hormigón armado esté expuesta a unas condiciones muy severas debe diseñarse para una abertura máxima de fisura de 0,2 mm. Mientras que en los casos de apariencia estética crítica, donde se consideren inaceptables la eflorescencia y oxidación de la superficie, se adoptará una abertura máxima de fisura de 0,1 mm.

Todo ello, nos lleva a plantear las siguientes consideraciones:

- $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm. para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc.
- $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para los ambientes IIa ó IV.

Ahora bien, el apartado 49.2.4 de la Instrucción EHE deja claro que la fisuración debe comprobarse para los elementos de hormigón armado bajo la combinación de acciones cuasipermanentes. Pero en soleras, los máximos momentos flectores se darán en el caso de depósito vacío y máximo relleno de tierras, que no es una combinación de acciones cuasipermanentes. Por tanto, debido a esto y a todo lo expuesto anteriormente, proponemos adoptar para la fisuración de la solera, sea cual sea el ambiente, un valor de la abertura máxima de fisura permitida de:

- $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para la solera y en todos los ambientes.

P.8.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE CORTE-FRICCIÓN EN LA RIOSTRA**P.8.1.- Preliminares**

Este Estado Límite se produce en la riostra perimetral de la solera. Recordemos que esta riostra ayuda a evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son de:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.
- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

P.8.2.- Cálculo

El máximo esfuerzo cortante directo que sufre la riostra es en el caso del depósito de mayor altura, con un valor de:

$$V_d = 1,50 \cdot N_{st,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 1,50 \cdot 70,01 + 1,00 \cdot 100,50 = 205,5 \text{ KN/m} = 205.500 \text{ N/m.}$$

Y el apartado 47.2 de la Instrucción EHE propone:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$V_d \leq \beta \cdot f_{ct,d} \cdot A_c + \mu \cdot (P + \sum A_s \cdot f_{yd})$$

$$A_s = \frac{V_d - \beta \cdot f_{ct,d} \cdot A_c - \mu \cdot P}{\mu \cdot f_{yd}}$$

siendo:

β : coeficiente que depende del tipo de superficie, que cuando es baja vale 0,2.

μ : coeficiente que depende del tipo de superficie, que cuando es baja vale 0,6.

$f_{ct,d}$: resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta:

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,30 \cdot \sqrt{f_{ck}^2}}{1,50} = \frac{0,30 \cdot \sqrt{30^2}}{1,50} = 1,93 \text{ N/mm}^2$$

A_c : área de la sección: $1,0 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} = 0,20 \text{ m}^2 = 200.000 \text{ mm}^2$.

P : fuerza externa de cálculo normal al plano de la junta: 0 KN.

f_{yd} : resistencia de cálculo de las armaduras transversales: 400 N/mm².

$$\rightarrow A_s = \frac{205500 - 0,2 \cdot 1,93 \cdot 200000 - 0}{0,6 \cdot 400} = 535 \text{ mm}^2 = 5,35 \text{ cm}^2 = 5\phi 12 < 1 \text{ horquilla en forma}$$

de $\cap \phi 12c/15cm + 2\phi 10$ en coronación riostra + $2\phi 10$ en base riostra

P.9.- CONCLUSIÓN

Con todo lo expuesto en los anteriores *Preliminares*, así como en el siguiente estudio de la solera para la altura de agua en particular, se considera que el cálculo de la solera para un depósito cilíndrico postensado de "*Prefabricats M.Planas*" se encuentra perfectamente justificado, y el ingeniero que abajo suscribe tiene el honor de elevarlo a la consideración de la superioridad competente.

A Santa Coloma de Farners,

Jordi Quera Miró

Ingeniero de caminos, canales y puertos (Colegiado número: 6.513)

**CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO
DE PREFABRICATS M.PLANAS CON UNA ALTURA DE H=5,00 M.**

1.- Dimensiones geométricas de la solera del depósito

Para un depósito de altura H=5,00 metros, proponemos una solera con las siguientes dimensiones geométricas:

- Longitud de la puntera en el lado tierras: p = 0,30 m.
- Longitud total de la zapata perimetral: No hay zapata.
- Canto de la zapata perimetral: No hay zapata.
- Ángulo de transición entre la zapata perimetral y la solera: No hay zapata.
- Canto de la solera: h_s = 0,20 m.
- Dimensiones de las dos riostras perimetrales: 0,20 m (ancho) x 0,20/0,15 m (alto).
- Mínima tensión admisible que es necesario que tenga el terreno de cimentación:
 $\sigma_{adm,terreno} = 1,5 \text{ kp/cm}^2$.

2.- Recubrimiento de las armaduras

Proponemos un recubrimiento nominal de 40 mm. en todas las caras de la solera.
En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente agresiva (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc) el valor del recubrimiento será de 45 mm.

3.- Tipo de hormigón

La solera se construirá con un hormigón del tipo HA-30 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$).
En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente muy agresiva (ambiente IV+Qc) se empleará un hormigón del tipo HA-35 ($f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$).

4.- Tipo de armaduras pasivas

La solera se armará con barras de acero corrugado del tipo B 500 S ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$).

5.- Abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

Se acepta en las dos caras de la solera una abertura de fisura máxima de $w_{m\acute{a}x} = 0,2 \text{ mm}$. para cualquier tipo de ambiente.

6.- Discretización de la solera

Para poder calcular los esfuerzos que sufre la solera es necesario discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles, que por medio del coeficiente de balasto, simbolizan el terreno.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1 \text{ t} = 1 \text{ Mp} = 10 \text{ KN}$.

6.1.- Coordenadas de los nudos

1(0,00;0,00)	10(4,50;0,00)	19(9,00;0,00)	28(13,50;0,00)
2(0,50;0,00)	11(5,00;0,00)	20(9,50;0,00)	29(14,00;0,00)
3(1,00;0,00)	12(5,50;0,00)	21(10,00;0,00)	30(14,50;0,00)
4(1,50;0,00)	13(6,00;0,00)	22(10,50;0,00)	31(15,00;0,00)
5(2,00;0,00)	14(6,50;0,00)	23(11,00;0,00)	32(15,50;0,00)
6(2,50;0,00)	15(7,00;0,00)	24(11,50;0,00)	
7(3,00;0,00)	16(7,50;0,00)	25(12,00;0,00)	
8(3,50;0,00)	17(8,00;0,00)	26(12,50;0,00)	
9(4,00;0,00)	18(8,50;0,00)	27(13,00;0,00)	

6.2.- Características mecánicas de las barras

El módulo de deformación del hormigón puede tomarse de valor:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2 = 2.857.679 \text{ t/m}^2$$

El área e inercia de las barras son:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

BARRA	LONGITUD (m)	CANTO (m)	ÀREA (m ²)	INERCIA (m ⁴)	INERCIA x10.000
1 a 31	1,00	0,20	0,20	0,000667	6,67

Tabla 6.1.- Características mecánicas de las barras en la discretización de la solera

6.3.- Coacciones de los nudos

El terreno de cimentación es de una calidad media, con lo que adoptaremos un coeficiente de balasto de $C=2.500 \text{ t/m}^3$.

NUDO	LONGITUD EFECTIVA (m)	ÁREA EFECTIVA (m ²)	CONSTANTE DEL MUELLE (t/m)
1 a 32	0,50	0,50	1.250

Tabla 6.2.- Constante de rigidez de los muelles verticales que simulan el terreno de cimentación

6.4.- Hipótesis de carga

H1: Peso propio de la solera

Adoptamos un peso específico del hormigón de $\gamma_{\text{hormigón}} = 2,50 \text{ t/m}^3$ para las barras 1 a 31.

H2: Peso de la pared perimetral del depósito

$$W_{\text{pared}} = 2,50 \cdot \frac{0,14 + 0,165}{2} \cdot 5,00 = 1,90 \text{ t. en el nudo 2.}$$

H3: Reacción transmitida por la cubierta

$$R_{\text{cubierta}} = 4,85 \text{ t. en nudo 2.}$$

H4: Carga hidrostática sobre la solera

$$q_{\omega} = 1,00 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 5,00 \text{m} \cdot 1,00 \text{m} = 5,00 \text{ t/m en barras 2 a 31.}$$

H5 : Empuje hidrostático máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de tracción

$$N_{\text{sh,máx}} = 3,8 \text{ t en nudos 1 y 32.}$$

H6 : Carga de tierras sobre la puntera

$$q_t = 1,90 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 5,00 \text{m} \cdot 1,00 \text{m} = 9,50 \text{ t/m en barra 1.}$$

H7 : Empuje de tierras máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{st,máx}} = 2,4 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H8 : Empuje de tierras mínimo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{st,min}} = 0,8 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H9: Postesado máximo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{sp,máx}} = 3,3 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H10: Postesado mínimo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{sp,min}} = 2,4 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

6.5.- Combinación lineal de las hipótesis de carga

i) Depósito lleno de agua sin tierras:

$$C1: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H4 + 1,50 \cdot H5 + 1,00 \cdot H9$$

ii) Depósito vacío con relleno de tierras:

$$C2: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H7 + 1,00 \cdot H9$$

$$C3: 1,00 \cdot H1 + 1,00 \cdot H2 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H8 + 1,00 \cdot H10$$

7.- Estado Límite Último de Flexión Simple

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo momento flector es de:

i) En la zona de la solera debajo del muro perimetral (cara inferior solera):

$$M_d = +2,247 \text{ mt/m (barra 1)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,247}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,050 \rightarrow \omega_{\min} = 0,052$$

$$A_{\text{flexsoleramuro}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,052 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,59 \text{ cm}^2 \text{ (cara inferior solera).}$$

ii) En el resto de la solera (cara superior solera):

$$M_d = -2,344 \text{ mt/m (barra 4)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,344}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,052 \rightarrow \omega = 0,055$$

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,055 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,80 \text{ cm}^2 \text{ (cara superior solera).}$$

En cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la solera central, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínsolera(1)}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínsolera(2)}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

8.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo esfuerzo cortante es de:

$$V_d = 6,693 \text{ t/m (barra 1)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{150}} \right) \sqrt[3]{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 0,79}{100 \cdot 15} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 150 \cdot \frac{1}{10.000} = 8,5 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

9.- Estado Límite Último de tracción simple

El esfuerzo de tracción simple que sufre la solera es de:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 2,40 \text{ t/m}$$

Y la armadura que obtenemos, que deberá sumarse a la obtenida en el estado límite de flexión con el depósito lleno de agua es de:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$A_{\text{tracció(1)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 2,40t}{2 \cdot 1t/cm^2} = 1,20 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{tracció(2)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 2,40t}{2 \cdot 1,30t/cm^2} = 0,92 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

10.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Calcularemos la armadura necesaria para cumplir la fisuración con la consideración de $w_{\text{máx}} = 0,2$ mm. en cualquier ambiente.

Y con las hojas de cálculo adjuntas obtenemos:

i) *En la zona de la solera debajo del muro perimetral (cara inferior solera):*

- $A_{\text{fissoleramuro}} = 3,59 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

ii) *En el resto de la solera (cara superior solera):*

- $A_{\text{fissolera}} = 3,68 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

11.- Resumen de armaduras

i) *En el conjunto de la solera*

i.1) Armadura principal radial en la cara superior de la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,solera(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsolera}}; A_{\text{minsolera(1)}}; A_{\text{fissolera}}) + A_{\text{tracció(1)}} = \text{máx}(3,80 \text{ cm}^2; 4,0 \text{ cm}^2; 3,68 \text{ cm}^2) + 1,20 \text{ cm}^2 = 5,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,solera(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsolera}}; A_{\text{minsolera(2)}}; A_{\text{fissolera}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(3,80 \text{ cm}^2; 3,0 \text{ cm}^2; 3,68 \text{ cm}^2) + 0,92 \text{ cm}^2 = 4,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

i.2) Armadura principal radial en la cara inferior de la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,solera(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsoleramuro}}; A_{\text{minsolera(1)}}; A_{\text{fissoleramuro}}) + A_{\text{tracció(1)}} = \text{máx}(3,59 \text{ cm}^2; 4,0 \text{ cm}^2; 3,59 \text{ cm}^2) + 1,20 \text{ cm}^2 = 5,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,solera(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsoleramuro}}; A_{\text{minsolera(2)}}; A_{\text{fissoleramuro}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(3,59 \text{ cm}^2; 3,0 \text{ cm}^2; 3,59 \text{ cm}^2) + 0,92 \text{ cm}^2 = 4,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

i.3) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{circun,solera(cara superior)}} = A_{\text{minsolera(1)}} = 4,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 12 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{circun,solera(cara inferior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{circun,solera(cara superior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{circun,solera(cara inferior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

ii) *Armadura en las riostras perimetrales de la solera*

Tal como hemos visto anteriormente, a ambos lados de la pared del depósito se dispone una riostra perimetral de hormigón "in situ" unida con la solera, para evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.

- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

Y su armadura será:

1 horquilla en forma de $\cap \phi 12c/15cm + 2\phi 10$ en coronación riostra + $2\phi 10$ en base riostra

CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS M. PLANAS CON UNA ALTURA DE H=6,00 M.

1.- Dimensiones geométricas de la solera del depósito

Para un depósito de altura H=6,00 metros, proponemos una solera con las siguientes dimensiones geométricas:

- Longitud de la puntera en el lado tierras: $p = 0,40$ m.
- Longitud total de la zapata perimetral: $B = 1,00$ m.
- Canto de la zapata perimetral: $c = 0,30$ m.
- Ángulo de transición entre la zapata perimetral y la solera: 15° .
- Canto del resto de solera: $h_s = 0,20$ m.
- Dimensiones de las dos riostras perimetrales: $0,20$ m (ancho) x $0,20/0,15$ m (alto).
- Mínima tensión admisible que es necesario que tenga el terreno de cimentación:
 $\sigma_{adm,terreno} = 1,5$ kp/cm².

2.- Recubrimiento de las armaduras

Proponemos un recubrimiento nominal de 40 mm. en todas las caras de la solera.

En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente agresiva (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc) el valor del recubrimiento será de 45 mm.

3.- Tipo de hormigón

La solera se construirá con un hormigón del tipo HA-30 ($f_{ck} = 30$ N/mm²).

En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente muy agresiva (ambiente IV+Qc) se empleará un hormigón del tipo HA-35 ($f_{ck} = 35$ N/mm²).

4.- Tipo de armaduras pasivas

La solera se armará con barras de acero corrugado del tipo B 500 S ($f_{yk} = 500$ N/mm²).

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

5.- Abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

Se acepta en las dos caras de la solera una abertura de fisura máxima de $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para cualquier tipo de ambiente.

6.- Discretización de la solera

Para poder calcular los esfuerzos que sufre la solera es necesario discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles, que por medio del coeficiente de balasto, simbolizan el terreno.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1 \text{ t} = 1 \text{ Mp} = 10 \text{ KN}$.

6.1.- Coordenadas de los nudos

1(0,00;0,00)	10(4,50;0,00)	19(9,00;0,00)	28(13,50;0,00)
2(0,50;0,00)	11(5,00;0,00)	20(9,50;0,00)	29(14,00;0,00)
3(1,00;0,00)	12(5,50;0,00)	21(10,00;0,00)	30(14,50;0,00)
4(1,50;0,00)	13(6,00;0,00)	22(10,50;0,00)	31(15,00;0,00)
5(2,00;0,00)	14(6,50;0,00)	23(11,00;0,00)	32(15,50;0,00)
6(2,50;0,00)	15(7,00;0,00)	24(11,50;0,00)	
7(3,00;0,00)	16(7,50;0,00)	25(12,00;0,00)	
8(3,50;0,00)	17(8,00;0,00)	26(12,50;0,00)	
9(4,00;0,00)	18(8,50;0,00)	27(13,00;0,00)	

6.2.- Características mecánicas de las barras

El módulo de deformación del hormigón puede tomarse de valor:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2 = 2.857.679 \text{ t/m}^2$$

El área e inercia de las barras son:

BARRA	LONGITUD (m)	CANTO (m)	ÁREA (m ²)	INERCIA (m ⁴)	INERCIA x10.000
1,2	1,00	0,30	0,30	0,00225	22,50
3	1,00	0,25	0,25	0,00130	13,00
4 a 31	1,00	0,20	0,20	0,000667	6,67

Tabla 6.1.- Características mecánicas de las barras en la discretización de la solera

6.3.- Coacciones de los nudos

El terreno de cimentación es de una calidad media, con lo que adoptaremos un coeficiente de balasto de $C=2.500 \text{ t/m}^3$.

NUDO	LONGITUD EFECTIVA (m)	ÁREA EFECTIVA (m ²)	CONSTANTE DEL MUELLE (t/m)
1 a 32	0,50	0,50	1.250

Tabla 6.2.- Constante de rigidez de los muelles verticales que simulan el terreno de cimentación

6.4.- Hipótesis de carga

H1: Peso propio de la solera

Adoptamos un peso específico del hormigón de $\gamma_{\text{hormigón}} = 2,50 \text{ t/m}^3$ para las barras 1 a 31.

H2: Peso de la pared perimetral del depósito

$$W_{\text{pared}} = 2,50 \cdot \frac{0,17 + 0,195}{2} \cdot 6,00 = 2,74 \text{ t. en el nudo 2.}$$

H3: Reacción transmitida por la cubierta

$$R_{\text{cubierta}} = 4,85 \text{ t. en nudo 2.}$$

H4: Carga hidrostática sobre la solera

$$q_{\omega} = 1,00 \frac{t}{m^3} \cdot 6,00m \cdot 1,00m = 6,00 \text{ t/m en barras 2 a 31.}$$

H5 : Empuje hidrostático máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de tracción

$$N_{sh,m\acute{a}x} = 5,1 \text{ t en nudos 1 y 32.}$$

H6 : Carga de tierras sobre la puntera

$$q_t = 1,90 \frac{t}{m^3} \cdot 6,00m \cdot 1,00m = 11,40 \text{ t/m en barra 1.}$$

H7 : Empuje de tierras máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{st,m\acute{a}x} = 3,2 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H8 : Empuje de tierras mínimo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{st,m\acute{i}n} = 1,1 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H9: Postesado máximo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{sp,m\acute{a}x} = 4,4 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H10: Postesado mínimo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{sp,m\acute{i}n} = 2,6 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

6.5.- Combinación lineal de las hipótesis de carga

i) Depósito lleno de agua sin tierras:

$$C1: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H4 + 1,50 \cdot H5 + 1,00 \cdot H9$$

ii) Depósito vacío con relleno de tierras:

$$C2: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H7 + 1,00 \cdot H9$$

$$C3: 1,00 \cdot H1 + 1,00 \cdot H2 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H8 + 1,00 \cdot H10$$

7.- Estado Límite Último de Flexión Simple

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo momento flector es de:

i) En la zona de la zapata perimetral:

$$M_d = +2,686 \text{ mt/m (barra 1)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,686}{1,00 \cdot (0,30 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,021 \rightarrow \omega_{\min} = 0,04$$

$$A_{flexzapata} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 1,00 \cdot (0,30 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 4,60 \text{ cm}^2 \text{ (ambas caras zapata).}$$

ii) En el arranque de la solera central:

$$M_d = -2,869 \text{ mt/m (barra 4)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,869}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,064 \rightarrow \omega = 0,068$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega b d^2 f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,068 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 4,69 \text{ cm}^2 \text{ (cara superior solera).}$$

Esta armadura deberá alargarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

iii) En el resto de la solera central:

$$M_d = -2,328 \text{ mt/m (barra 5)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} = \frac{2,328}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3.000}{1,50}} = 0,052 \rightarrow \omega = 0,055$$

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega b d^2 f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,055 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,79 \text{ cm}^2 \text{ (en cara superior solera).}$$

En cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la zapata perimetral, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínzapata(1)}} = 0,0020 \cdot 100 \text{cm} \cdot 30 \text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínzapata(2)}} = 0,0015 \cdot 100 \text{cm} \cdot 30 \text{cm} = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

Y en cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la solera central, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínsolera(1)}} = 0,0020 \cdot 100 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínsolera(2)}} = 0,0015 \cdot 100 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

8.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo esfuerzo cortante es de:

i) En la zona de la zapata perimetral:

$$V_d = 7,765 \text{ t/m (barra 1)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \right) \sqrt[3]{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 1,13}{100 \cdot 25} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 250 \cdot \frac{1}{10.000} = 11,8 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

ii) En la zona de la solera central:

$$V_d = 3,568 \text{ t/m (barra 4)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{150}} \right) \sqrt[3]{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 0,79}{100 \cdot 15} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 150 \cdot \frac{1}{10.000} = 8,5 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

9.- Estado Límite Último de tracción simple

El esfuerzo de tracción simple que sufre la solera es de:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 3,25 \text{ t/m}$$

Y la armadura que obtenemos, que deberá sumarse a la obtenida en el estado límite de flexión con el depósito lleno de agua es de:

$$A_{\text{tracció(1)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 3,25t}{2 \cdot 1t/cm^2} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{tracció(2)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 3,25t}{2 \cdot 1,30t/cm^2} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

10.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Calcularemos la armadura necesaria para cumplir la fisuración con la consideración de $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$. en cualquier ambiente.

Y con las hojas de cálculo adjuntas obtenemos:

- i) *En la zona de la zapata perimetral:*
 - $A_{\text{fiszapata}} = 3,63 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.
- ii) *En el arranque de la solera central:*
 - $A_{\text{fisarranquesolera}} = 5,29 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.
- iii) *En el resto de la solera central:*
 - $A_{\text{fissolera}} = 3,67 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

11.- Resumen de armaduras

- i) *En la zona de la zapata perimetral:*

i.1) Armadura principal radial superior e inferior en la zapata perimetral:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,zapata(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata(1)}}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció(1)}} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 6,0 \text{ cm}^2; 3,63 \text{ cm}^2) + 1,63 \text{ cm}^2 = 7,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{rad,zapata(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata(2)}}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,63 \text{ cm}^2) + 1,25 \text{ cm}^2 = 5,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,zapata(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata(2)}}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,63 \text{ cm}^2) + 1,25 \text{ cm}^2 = 5,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{rad,zapata(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata(2)}}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,63 \text{ cm}^2) + 1,25 \text{ cm}^2 = 5,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

i.2) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la zapata perimetral:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{circun,zapata(cara superior)}} = A_{\text{minzapata(1)}} = 6,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 13 \text{ cm}} \text{ (cara superior)}$$

$$A_{\text{circun,zapata(cara inferior)}} = A_{\text{minzapata(2)}} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior)}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{circun,zapata(cara superior)}} = A_{\text{minzapata(2)}} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara superior)}$$

$$A_{\text{circun,zapata(cara inferior)}} = A_{\text{minzapata(2)}} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior)}$$

- ii) *En el arranque de la solera central:*

ii.1) Armadura principal radial superior en el arranque de la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$A_{rad,arraquesolera(cara superior)} = \max(A_{flexarraquesolera}; A_{fisarraquesolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(1)} + A_{tracció(1)}) = \max(4,69 \text{ cm}^2; 5,29 \text{ cm}^2) \text{ ó } (4,0+1,63) \text{ cm}^2 = 5,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 14 cm}}$ (cara superior).
Deberá alargarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{rad,arraquesolera(cara superior)} = \max(A_{flexarraquesolera}; A_{fisarraquesolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = \max(4,69 \text{ cm}^2; 5,29 \text{ cm}^2) \text{ ó } (3,0+1,25) \text{ cm}^2 = 5,29 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 15 cm}}$ (cara superior).
Deberá alargarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

ii.2) Armadura principal radial inferior en el arranque de la solera central:

Se trata del mismo caso general que planteamos en el siguiente apartado iii).

ii.3) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en el arranque de la solera central:

Se trata del mismo caso general que planteamos en el siguiente apartado iii).

iii) En la zona de la solera central:

iii.1) Armadura principal radial superior e inferior en la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$A_{rad,solera(cara superior)} = \max(A_{flexsolera}; A_{fissolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(1)} + A_{tracció(1)}) = \max(3,79 \text{ cm}^2; 3,67 \text{ cm}^2) \text{ ó } (4,0+1,63) \text{ cm}^2 = 5,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 14 cm}}$ (cara superior).

$A_{rad,solera(cara inferior)} = (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = (3,0+1,25) \text{ cm}^2 = 4,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 18 cm}}$ (cara inferior).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{rad,solera(cara superior)} = \max(A_{flexsolera}; A_{fissolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = \max(3,79 \text{ cm}^2; 3,67 \text{ cm}^2) \text{ ó } (3,0+1,25) \text{ cm}^2 = 4,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 18 cm}}$ (cara superior).

$A_{rad,solera(cara inferior)} = (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = (3,0+1,25) \text{ cm}^2 = 4,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada 18 cm}}$ (cara inferior).

iii.2) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$A_{circun,solera(cara superior)} = A_{minsolera(1)} = 4,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada 12 cm}}$ (cara superior).

$A_{circun,solera(cara inferior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada 16 cm}}$ (cara inferior).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{circun,solera(cara superior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada 16 cm}}$ (cara superior).

$A_{circun,solera(cara inferior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada 16 cm}}$ (cara inferior).

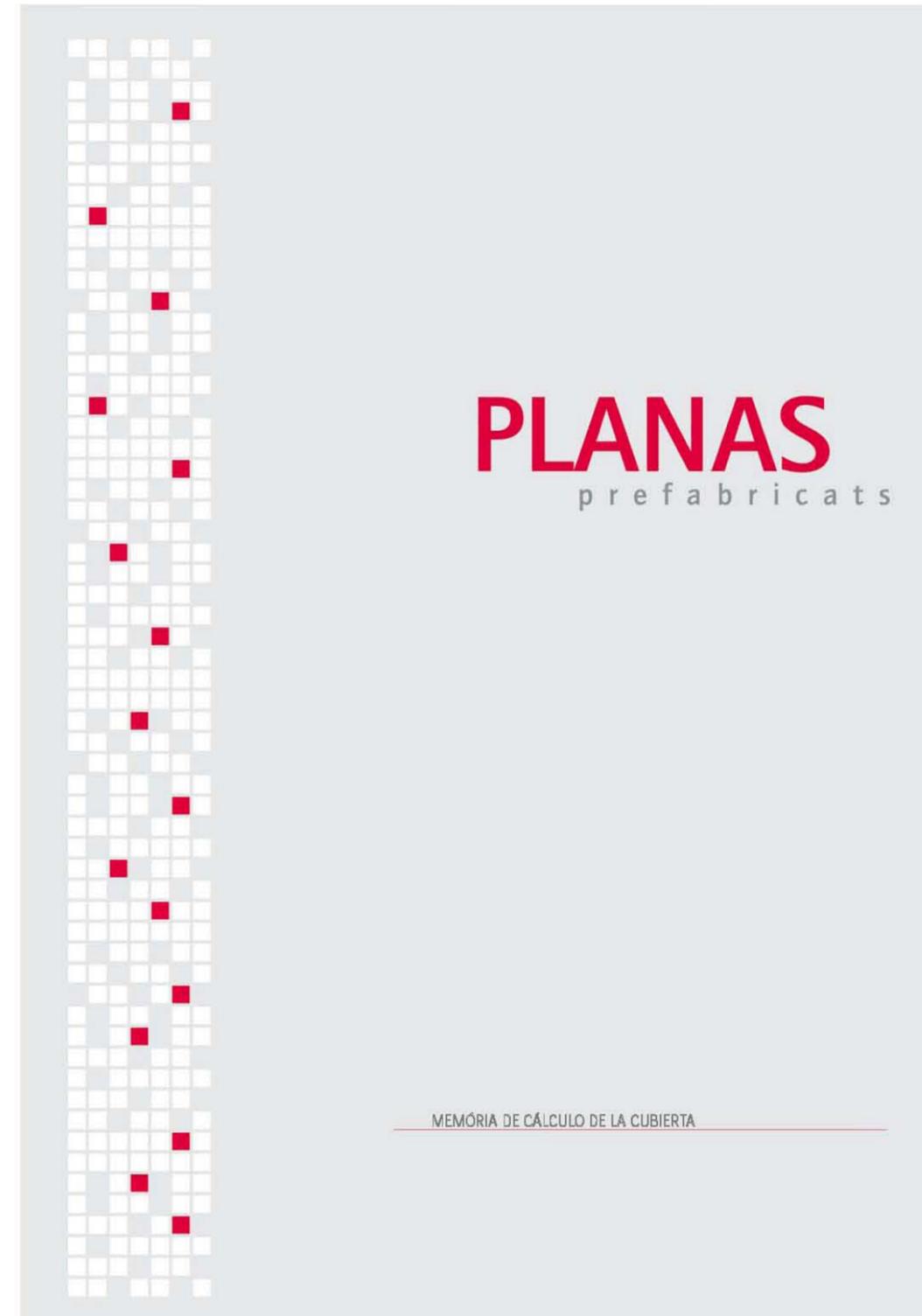
iv) Armadura en las riostras perimetrales de la solera

Tal como hemos visto anteriormente, a ambos lados de la pared del depósito se dispone una riostra perimetral de hormigón "in situ" unida con la solera, para evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.
- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

Y su armadura será:

1 horquilla en forma de \cap ϕ 12c/15cm + 2 ϕ 10 en coronación riostra + 2 ϕ 10 en base riostra



CÀLCULO DE LA SOBRECARGA JÁCENA

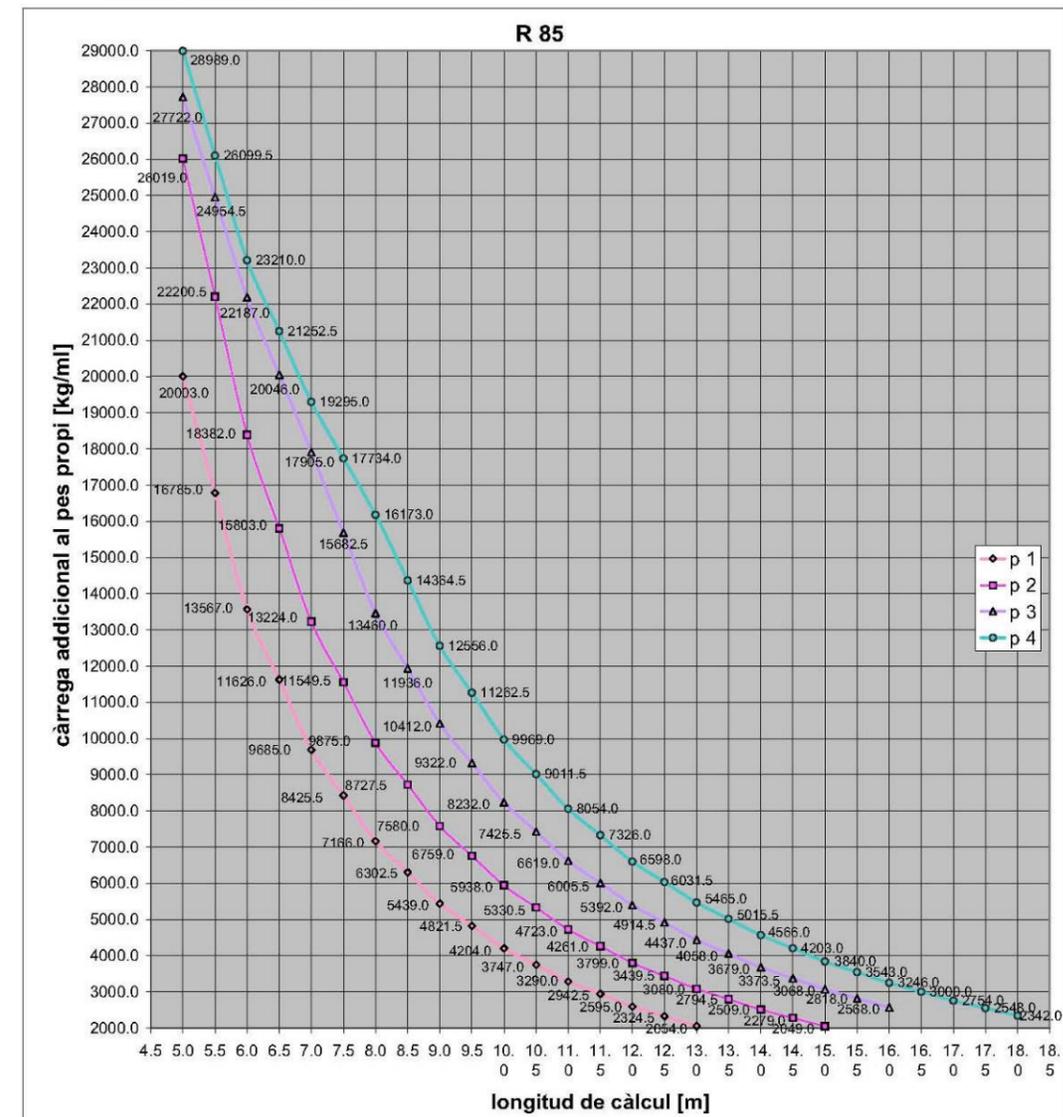
Longitud Placa Alveolar más desfavorable = 6,31 m
 Tipo de Placa Alveolar para una sobrecarga de 3050 Kp/m² = 30 + 5cm capa de compresión
 Peso propio de la Placa Alveolar = 514 Kp/m²

Sobrecarga sobre jácena = 23119,84 Kg

Según tablas jácenas pretensadas:
 Para longitud de jácena de 5,94 m optenemos: R 50-85 de 25cc de pretensado
 Para longitud de jácena de 5,03 m optenemos: R 50-85 de 16cc de pretensado

L.càlcul (m)	Q adicional al pes propi (kg/ml)			
	p 1	p 2	p 3	p 4
5.0	20003.0	26019.5	27722.0	28989.0
5.5	16785.0	22200.5	24954.5	26089.0
6.0	13567.0	18382.0	22187.0	23210.0
6.5	11626.0	15803.0	20046.0	21252.0
7.0	9685.0	13224.0	17905.0	19295.0
7.5	8425.5	11549.5	15682.5	17734.0
8.0	7166.0	9875.0	13460.0	16173.0
8.5	6302.5	8727.5	11936.0	14384.5
9.0	5439.0	7580.0	10412.0	12556.0
9.5	4821.5	6759.0	9322.0	11262.5
10.0	4204.0	5938.0	8232.0	9969.0
10.5	3747.0	5330.5	7425.5	9011.5
11.0	3290.0	4723.0	6619.0	8054.0
11.5	2922.5	4261.0	6005.5	7326.0
12.0	2595.0	3799.0	5392.0	6598.0
12.5	2324.5	3439.5	4914.5	6031.5
13.0	2054.0	3080.0	4437.0	5465.0
13.5		2794.5	4058.0	5015.5
14.0		2509.0	3679.0	4566.0
14.5		2279.0	3373.5	4233.0
15.0		2049.0	3068.0	3840.0
15.5		1818.0	2818.0	3543.0
16.0		1588.0	2568.0	3246.0
16.5				3000.0
17.0				2754.0
17.5				2549.0
18.0				2342.0

12 cordons 16 cordons 21 cordons 25 cordons



2.- CÀLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO	
2.1.- Datos preliminares	
Altura del depósito: H (m):	5,50
Valor aceleración sísmica básica según municipio (Norma NCSE-02): a_b/g :	0,04
Coefficiente de contribución según municipio (Norma NCSE-02): K:	1,0
Altura del pilar: H_p (m):	5,25
Coefficiente adimensional de riesgo (importancia normal): ρ :	1,0
Coefficiente del terreno (en los 30 primeros metros): C:	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno: S:	1,04
2.2.- Datos sísmicos	
Coefficiente de amortiguamiento: Ω (%):	5
Coefficiente de comportamiento por ductilidad: μ :	2
Factor de modificación del espectro: v:	1,00
Coefficiente de respuesta: β :	0,50
Período fundamental: T_F (seg):	0,09
Modo de vibración a considerar:	1
Período del primer modo: T_1 (seg):	0,09
Período característico del espectro: T_B (seg):	0,52
Coefficiente de forma: Φ_{11}	1,00
Factor de distribución: η_{11}	1,00
Coefficiente α_1 :	2,50
2.3.- Cálculo del coeficiente sísmico con el método simplificado	
Aceleración sísmica de cálculo: a_c/g :	0,04
Coefficiente sísmico S_{11} :	0,052

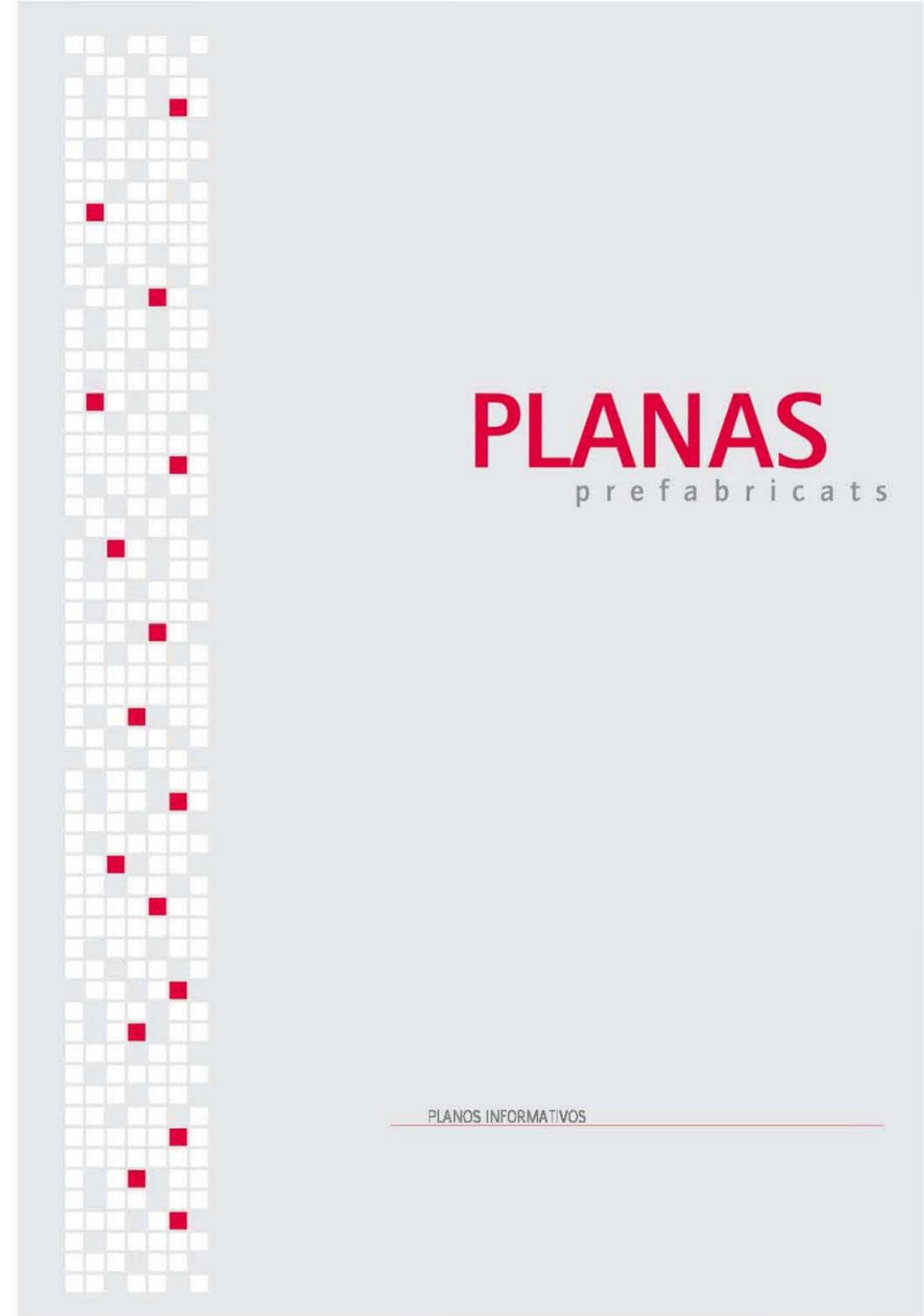
3.- CÀLCULO DEL CANTO DEL PILAR: EXCENTRICIDAD + FLECHA			
3.1.- Datos preliminares			
Canto total del pilar: h (cm):	50,00		
Altura del depósito: H (m):	5,50		
Altura del pilar: H_p (m):	5,25		
Canto útil del pilar: d (cm):	45,50		
3.2.- Acciones verticales de cálculo del pilar			
Tipología de pilar: Si se trata de un pilar central poner 1; si se de la corona poner 2	2	En esta casilla sólo puede haber un 1 o un 2	
Valor de la sobrecarga de uso: si es de 250 kpm ² escribir 1; si es 1000 kpm ² escribir 2	2	En esta casilla sólo puede haber un 1 o un 2	
Valor de la reacción máxima característica transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_k (t):	24,44		
Valor de la reacción máxima mayorada transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_k (t):	36,67		
3.3.- Avance de resultados			
Valor de la esbeltez mecánica del pilar: λ :	54,56	≤	100 Si no cumple → Aumentar canto pilar
Flecha total máxima del pilar: f_{tot} (cm):	0,14	≤	3,37 Si no cumple → Aumentar canto pilar
3.4.- Cálculo de la excentricidad de primer orden			
Valor de la excentricidad de cálculo de primer orden equivalente: e_1 (cm):	2,50		
3.5.- Cálculo de la excentricidad ficticia de segundo orden			
Factor de longitud de pandeo (valor intermedio): α :	1,50		
Longitud de pandeo: l_0 (m):	7,88		
Área de la sección del pilar: A_c (cm ²):	2.500,00		
Inercia de la sección del pilar: I_c (cm ⁴):	520.833,33		
Radio de giro de la sección del pilar: i_c (cm):	14,43		
Factor de armado: β :	1,5		
Deformación del acero para la tensión de cálculo ϵ_{yk} :	0,00207		
Parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia: ν :	0,003		
Valor de la excentricidad ficticia para representar los efectos de segundo orden: e_2 (cm):	6,86		
3.6.- Cálculo de la excentricidad total			
Valor de la excentricidad total: e_{tot} (cm):	9,36		

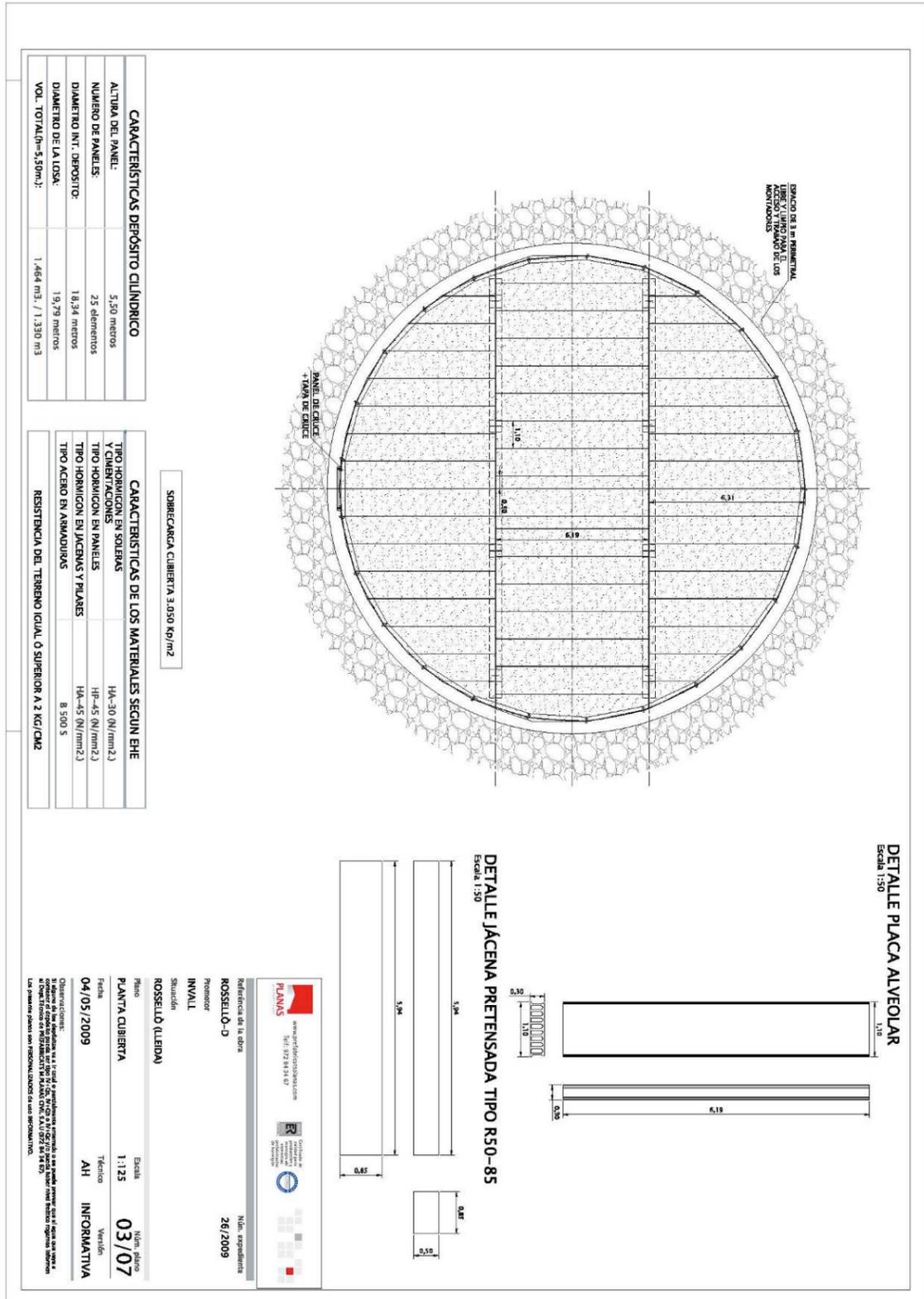
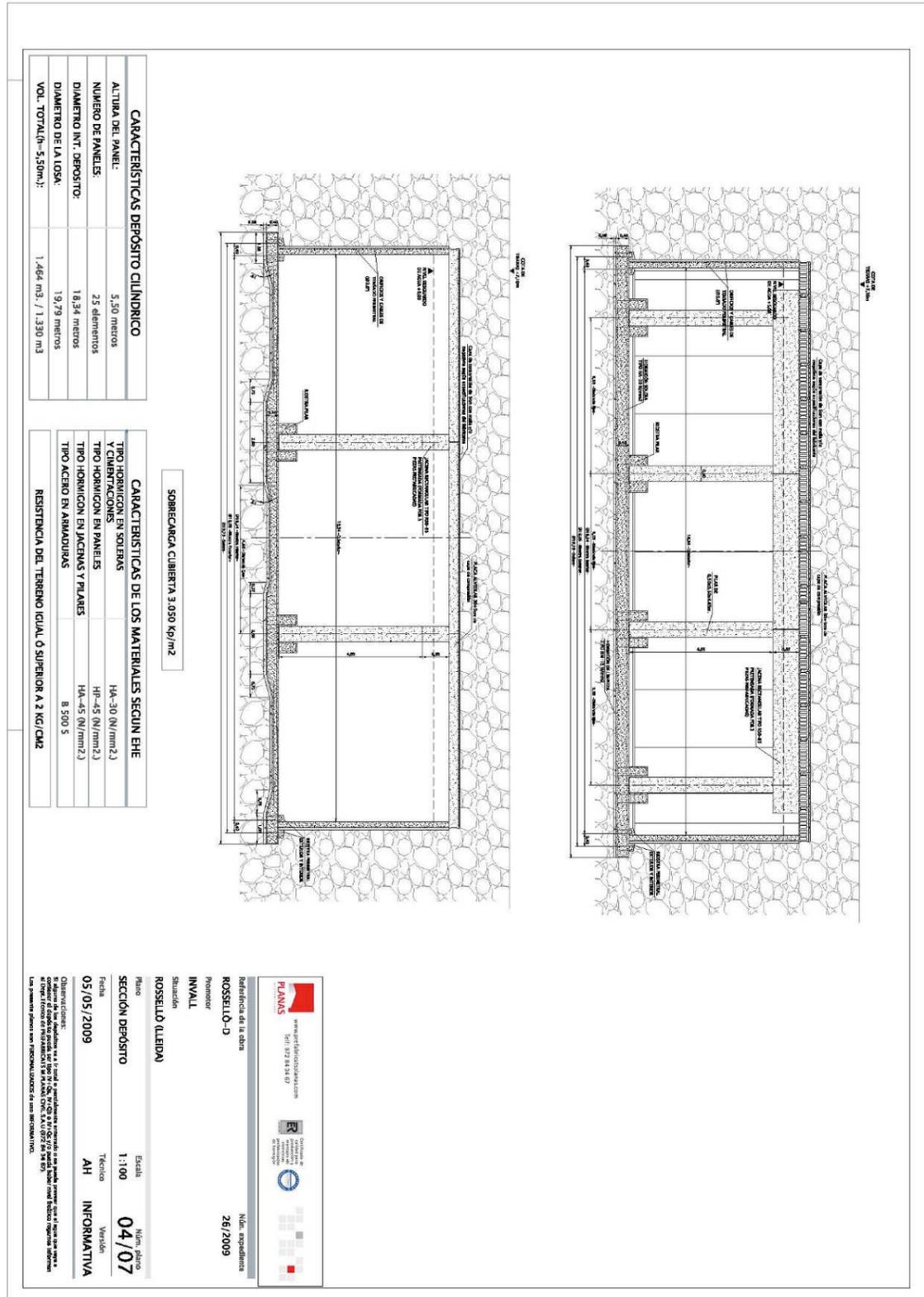
ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

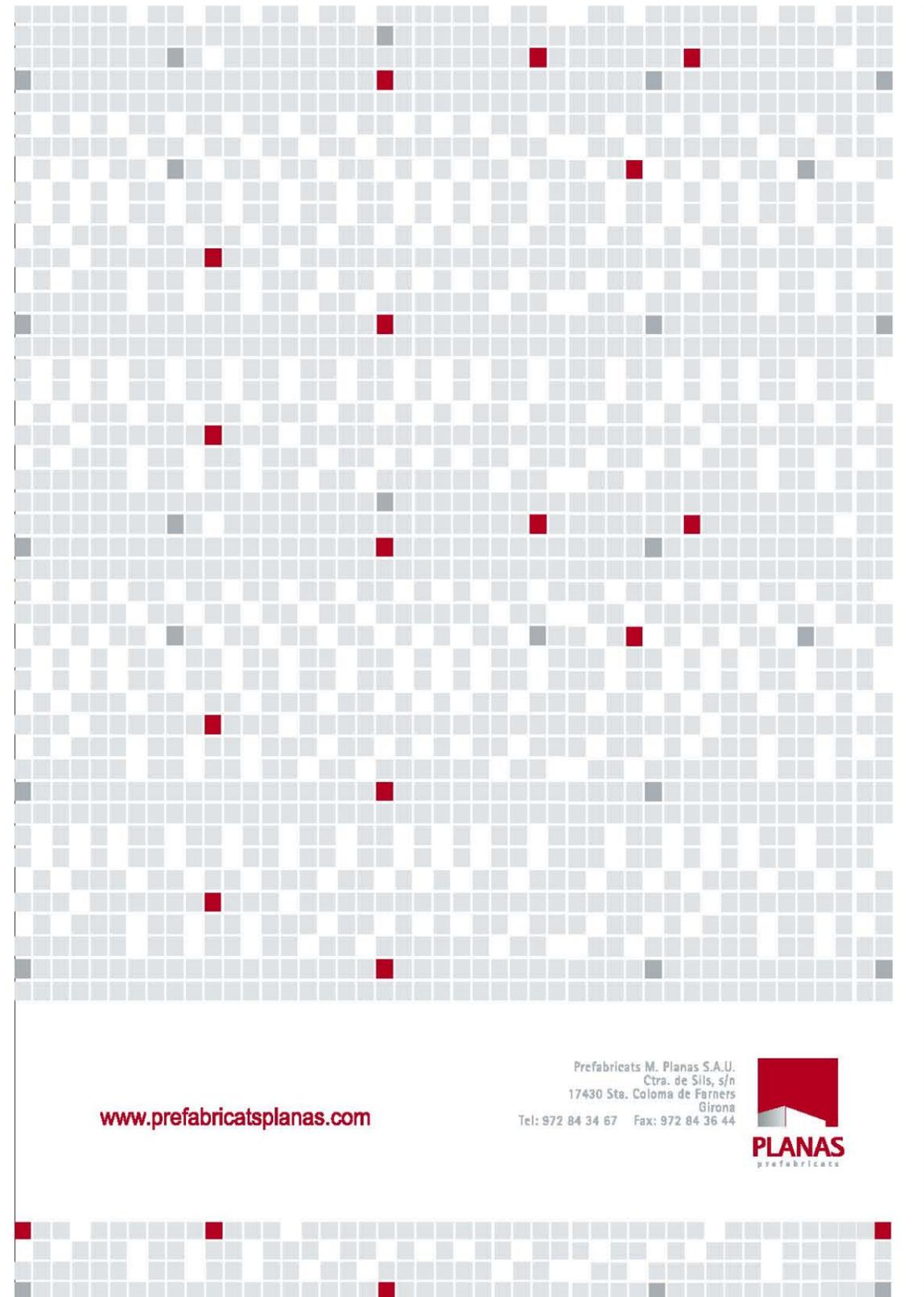
4.- CÀLCULO DEL PILAR			
4.1.- Acciones de cálculo del pilar			
Valor de la reacción máxima característica transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_s (t)	24,44		
Valor de la reacción máxima mayorada transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_d (t)	36,67		
Valor de la excentricidad total (de primer orden + acción): e_{tot} (m)	0,094		
Valor del coeficiente sísmico S_{11}	0,052		
Valor de la reacción horizontal máxima (en sismo) transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: H_{max} (t)	1,27		
Flejo propio del pilar f_p	3,28		
Valor de (N_s, M_s) en la Hipótesis 1: Condiciones Normales	41,10	3,84	
Valor de (N_s, M_s) en la Hipótesis 2: Condiciones Extraordinarias (sismo)	27,72	6,67	
4.2.- Datos geométricos preliminares			
Altura del depósito: H (m)	5,50		
Altura del pilar: H_p (m)	5,25		
Canto total del pilar: h (cm)	50,00		
Canto útil del pilar: d (cm)	45,50		
4.3.- ELU de flexión compuesta recta en el pilar			
4.3.1.- Hipótesis 1: Condiciones Normales:			
Valor del momento flector último en el pilar: M_u (m ²)	3,84		
Valor del esfuerzo axial último en el pilar: N_u (t)	41,10		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{u^*} (m ²)	12,27		
Profundidad del bloque de compresión: y (m)	0,0817		
Valor del término U_{st} (t)	-13,47		
Armadura necesaria vertical de flexocompresión a disponer en cada cara del pilar: A_{sv} (cm ²)	0,00		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.2 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	7,50		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.3 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	0,31		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	5,00		
4.3.2.- Hipótesis 2: Condiciones Extraordinarias (sismo):			
Valor del momento flector último en el pilar: M_u (m ²)	6,67		
Valor del esfuerzo axial último en el pilar: N_u (t)	27,72		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{u^*} (m ²)	12,35		
Profundidad del bloque de compresión: y (m)	0,0818		
Valor del término U_{st} (t)	0,10		
Armadura necesaria vertical de flexocompresión a disponer en cada cara del pilar: A_{sv} (cm ²)	0,02		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.2 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	7,50		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.3 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	0,35		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE: $A_{sv,min}$ (cm ²)	5,00		
4.4.- ELU de esfuerzo cortante en el pilar			
Valor del esfuerzo cortante último máximo: V_u (t)	1,27		
Resistencia característica del hormigón: f_{ck} (N/mm ²)	45,00		
Resistencia de cálculo del acero al estudiar el cortante: f_{yk} (N/mm ²)	40.000,00		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Parámetro adimensional: λ	1,68		
Parámetro adimensional de la armadura: ρ	0,0033		
Contribución del hormigón a cortante en el pilar: V_{rd} (t)	9,30		
Parte del esfuerzo cortante que precisa armadura: V_{rd} (t)	9,03		
Armadura de cortante necesaria: A_{sv} (cm ² /m)	0,00		
Armadura de cortante mínima necesaria: $A_{sv,min}$ (cm ² /m)	7,50		
Separación en el caso de disponer como repartidos en la totalidad del pilar de ϕ 8 mm: s (m)	0,13		
4.5.- ELS de deformación del pilar			
4.5.1.- Datos preliminares:			
Resistencia característica del hormigón: f_{ck} (N/mm ²)	45,00		
Resistencia a flexotracción del hormigón: f_{ctk} (N/mm ²)	4,68		
Módulo de deformación longitudinal del hormigón: E_c (N/mm ²)	31.928,43		
Módulo de deformación longitudinal del acero: E_s (N/mm ²)	210.000,00		
Momento de inercia de la sección bruta: I_x (cm ⁴)	520.833,33		
Módulo resistente de la sección bruta: W_x (cm ³)	20.833,33		
Combinación de acciones frecuente: f	15,09		
Momento flector característico: M_k (m ²)	1,79		
Momento flector nominal de flexión: M_{ed} (m ²)	9,75		
4.5.2.- Cálculo de la inercia fisurada			
Coefficiente de equivalencia: n	6,58		
Cuanta geométrica de la armadura de flexión: ρ	0,0033		
Profundidad de la fibra neutra: z (cm)	8,54		
Momento de inercia de la sección fisurada: I_{ef} (cm ⁴)	77.766,17		
4.5.3.- Cálculo de la inercia equivalente			
Momento de inercia equivalente: I_{eq} (cm ⁴)	520.833,33		
4.5.4.- Cálculo de la flecha instantánea			
Valor de la flecha instantánea máxima del pilar: f_{inst} (cm)	0,07		
4.5.5.- Cálculo de la flecha diferida			
Coefficiente de la duración de carga: ψ	1,00		
Cuanta geométrica de la armadura de compresión: ρ'	0,0033		
Factor de flecha diferida: λ	0,86		
Valor de la flecha diferida del pilar: f_{dif} (cm)	0,06		
4.5.6.- Cálculo de la flecha total			
Flecha total máxima del pilar: f_{tot} (cm)	0,14	$\leq f_{adm} =$	3,37
4.6.- Resumen de armaduras a disponer en el pilar			
Opciones de barras verticales a disponer en el pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura vertical a disponer en cada cara del pilar (cm ²):	7,50	7,50	7,50
Opciones de barras verticales a disponer en el pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura a disponer en cada cara del pilar (ud):	6,6	3,7	2,39
Separación en el caso de disponer como repartidos en la totalidad del pilar de ϕ 8 mm: s (m)	0,13		

5.- CÀLCULO DE LA RIOSTRA BASE DEL PILAR			
5.1.- Datos preliminares			
Resistencia característica a compresión del hormigón: f_{ck} (N/mm ²):	30,00		
Resistencia característica de las barras de acero: f_{yk} (N/mm ²):	500,00		
Canto total del pilar: h (cm):	50,00		
Momento flector de cálculo en la base del pilar: M_d (m ²):	3,84		
Axil de cálculo en la base del pilar: N_d (t):	41,10		
5.2.- Geometría de la riostra base del pilar			
Altura de la riostra base del pilar (profundidad que penetra el pilar en la riostra): t (cm):	61		
Espesor de la pared de la riostra base del pilar: a (cm):	30		
Profundidad mínima del dentado de las caras en contacto:	≥ 1 cm		
5.3.- Armadura perimetral horizontal en la riostra base del pilar			
Fuerza horizontal de tracción sobre la riostra base del pilar: H_{hd} (t):	7,59		
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,super}$ (cm ²):	0,87	(En los 1/4 superiores)	
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,inf}$ (cm ²):	2,22	(En los 3/4 restantes)	
5.4.- Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar			
Resistencia de cálculo a tracción del hormigón: f_{ctd} (N/mm ²):	1,931		
Resistencia de cálculo de las armaduras transversales: f_{ywd} (N/mm ²):	400,00		
Área de la sección de rasante: A_c (cm ²):	1520,06		
Coefficiente de rugosidad: β	0,20		
Coefficiente de rugosidad: μ	0,60		
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (cm ² /m):	7,53		
5.5.- Resumen de armaduras a disponer en la riostra base del pilar			
Opciones de barras a disponer en la riostra base del pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,super}$ (cm ²):	0,87	0,87	0,87
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,inf}$ (cm ²):	2,22	2,22	2,22
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (cm ² /m):	7,53	7,53	7,53
Opciones de barras a disponer en la riostra base del pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,super}$ (ud):	0,8	0,4	0,28
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{sh,inf}$ (ud):	2,0	1,1	0,71
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (ud/m):	6,7	3,7	2,40

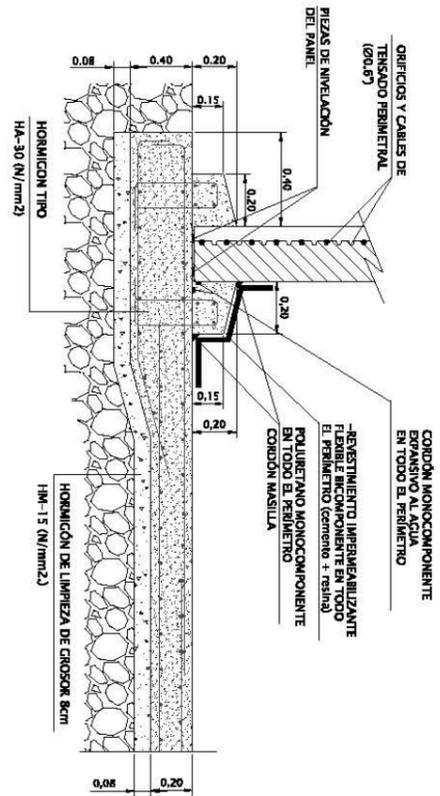
Table with columns for calculation steps (e.g., 0.1 Datos preliminares, 0.2 Avance de resultados, 0.3 Estado Limite Ultimo de Equilibrio) and numerical data. It includes detailed structural analysis results for a concrete pile foundation.



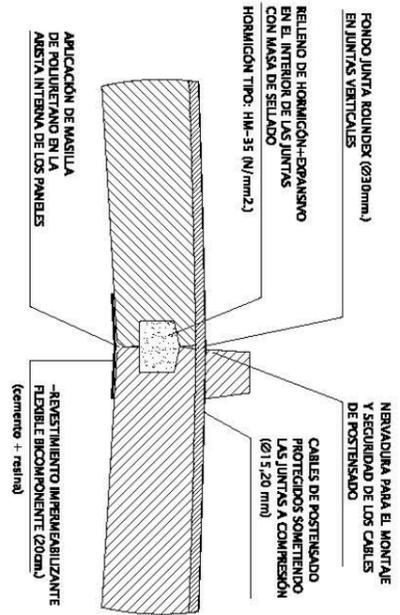




DETALLE ENCUENTRO Y SELLADOS SOLEIRA CON PANELES



DETALLE SELLADO JUNTAS VERTICALES EN PANELES



CARACTERÍSTICAS DEPÓSITO CILÍNDRICO	
ALTURA DEL PANELE:	5,50 metros
NÚMERO DE PANELES:	23 elementos
DIÁMETRO INT. DEPÓSITO:	18,34 metros
DIÁMETRO DE LA LOSCA:	19,79 metros
VOL. TOTAL(Ø=5,50m.):	1.464 m³. / 1.390 m³

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES SEGUN EHE	
TIPO HORMIGON EN SOLEIRAS Y CIMENTACIONES:	HA-30 (N/mm²)
TIPO HORMIGON EN PANELES:	HA-45 (N/mm²)
TIPO HORMIGON EN JACENAS Y PLABES:	HA-45 (N/mm²)
TIPO ACERO EN ARMADURAS:	B 500 S

RESISTENCIA DEL TERRENO IGUAL O SUPERIOR A 2 KCI/CM²

SOLRECARGA CUBIERTA 3.050 Kp/m²

Referencia de la obra:
ROSSELLÓ-D

Proyector:
INVALL

Situación:
ROSSELLÓ (LEIDA)

Fecha:
05/05/2009

Detalle:
DETALLE SELLADO

Técnico:
AH

Verificación:
INFORMATIVA

Mód. - responsable:
28/2/009

Mód. dibujo:
07/07

Diseno: M. Planas S.A.U. - Ctra. de Sils, s/n - 17430 Sta. Coloma de Farners - Girona - Tel: 972 84 34 67 - Fax: 972 84 36 44
El presente documento es propiedad de M. Planas S.A.U. y queda reservada todos los derechos de su explotación. No se permite su reproducción sin el consentimiento de M. Planas S.A.U.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

3.2. MEMÒRIA DE CÀLCUL DIPÒSIT SUD

PLANAS
prefabricats

Nom de l'obra / Nombre de la obra: ROSSELLÒ-D

Client / Cliente: INVALL

Referència / Referencia: 27/2009

Contingut / Contenido: MEMÒRIA DE CÀLCULO DE UN DEPÓSITO
PREFABRICADO DE 23-6.50 m CON CUBIERTA

Versió / Versión: ANTEPROYECTO

Població / Población: ROSSELLÓ (LLEIDA)

Data entrega Projecte / Fecha entrega de Proyecto: Mayo 2009

PLANAS
prefabricats

MEMÒRIA DE CÀLCULO DEL PANEL

PRELIMINARES AL CÁLCULO DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS PLANAS

P.1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

P.1.1.- Antecedentes

A petición de *Prefabricats Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del dimensionamiento óptimo de la pared de un depósito cilíndrico postensado, resuelto a base de ensamblar un determinado número de paneles prefabricados de hormigón pretensado.

P.1.2.- Objetivos

Se diseña y optimiza el postensado de este depósito y se calcula y dimensiona el panel tipo. De entrada, será necesario calcular el número de tendones de postensado circunferenciales que son necesarios para hacer frente a las tracciones del empuje hidrostático, y así, evitar la fisuración vertical. Seguidamente, se verificarán, todos los aspectos que afecten al dimensionamiento del panel prefabricado pretensado. Siempre de acuerdo con la normativa vigente EHE: prescripciones relativas a los materiales, clase de exposición, comprobaciones resistentes en Estado Límite Último y comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio.

P.2.- DESCRIPCIÓN DE LA PARED

Se trata de una estructura cilíndrica para depósito de agua, resultado de ensamblar un conjunto de elementos laminares prefabricados de hormigón pretensado, dispuestos circularmente y cosidos mediante armaduras circunferenciales postesas a base de tendones monocordón no adherentes. El diámetro nominal de estos tendones es una variable a escoger, y pueden ser de: 13,0 mm, 15,2 mm ó 16,0 mm.

Cada módulo o panel prefabricado tiene una anchura total de 2,35 m, y un espesor variable que es función de su altura. El panel es totalmente plano por el lado agua, mientras que tiene un recrecido triangular por el lado exterior. En este último lado dispone de unos cajetines de 2 cm. de profundidad y situados cada 6 cm, que permiten ubicar los tendones del postensado circunferencial. Por otro lado, los tendones monocordón del pretensado vertical del panel son de 13,0 mm. de diámetro nominal, y se colocan ligeramente desplazados hacia el lado agua. Veamos las diferentes dimensiones geométricas que caracterizan los paneles prefabricados:

ALTURA PANEL: H (m)	LADO MENOR (ESQUINAS)	LADO MAYOR (CENTRO)	ESPESOR CÁLCULO	d CORDONES- LADO AGUA
$H \leq 5,0$	14,00 cm.	16,50 cm.	13,20 cm.	5,24 cm.
$5,0 < H \leq 9,0$	17,00 cm.	19,50 cm.	16,20 cm.	6,74 cm.
$H > 9,0$	20,00 cm.	22,50 cm.	19,20 cm.	8,20 cm.

Tabla P.2.1.- Dimensiones geométricas de los paneles prefabricados pretensados en función de su altura H.

Esta geometría variable del panel supone tener unas ondulaciones en la pared exterior que fija el camino de los tendones circunferenciales, que se disponen con la doble función de contrarrestar el empuje hidrostático y de coser entre sí los distintos paneles prefabricados. La geometría de la junta estará constituida por un machihembrado hormigonado "in situ" que permita el correcto centrado y regularización para la transmisión de compresiones.

La unión pared-solera será del tipo articulación fija. Es decir, mediante un recrecido de la solera, la pared quedará sujeta por su base inferior, con lo que tendrá el desplazamiento radial impedido.

El postensado circunferencial se aplica desde los anclajes separados 180° ó 360° . Es decir, que en el depósito podemos disponer dos contrafuertes, o bien uno solo. Lógicamente, en depósitos pequeños resulta más conveniente disponer un único contrafuerte, mientras que en los depósitos grandes conviene disponer dos para reducir las pérdidas por rozamiento de los tendones. Así pues, parece razonable que para radios del depósito superiores a los 10-12 metros sea preferible disponer dos contrafuertes. También resulta interesante que los anclajes se distribuyen a lo largo de toda la pared anclando un sexto de los tendones cada 30° ; de esta forma se homogeniza la distribución de la carga de postensado en toda la pared.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

El número mínimo de tendones de pretensado vertical a disponer en el panel será de 9 unidades. El número máximo quedará acotado por los taladros que se ha previsto dejar en la plantilla del molde, que son 24 ó 25 según el caso. Aunque es conveniente no superar los 2.500 KN de fuerza de tracción a tirar por el gato en todo el panel, y también conviene que la contraflecha del panel después del tesado sea inferior a los 20 mm. para no tener problemas en el momento de unir los diferentes paneles.

P.3.- BASES DE CÁLCULO

P.3.1.- Normativa de aplicación y otras recomendaciones empleadas

Se han tenido en cuenta las siguientes normativas de obligado cumplimiento en el estado español:

EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", Comisión Permanente del Hormigón, Madrid 1999.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, Real Decreto 314/2006, Madrid 2006.

NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)", del Ministerio de Fomento, de 27 de septiembre de 2002.

Otras recomendaciones relacionadas con los depósitos que han sido empleadas en el presente trabajo han sido:

BS 8007, "Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids", British Standards Institution, 1987.

Llombart, J.A. y Antón, V., "Depósitos Cilíndricos Pretensados. Consideraciones sobre el Proyecto", Hormigón y Acero n.157, 1985, pp.141-156.

Timoshenko, S.P. y Woinowsky-Krieger, S., "Theory of Plates and Shells", Mc. Graw-Hill Book Co., Singapore 1959.

Vilardell, J.M., "Anàlisi Estructural i Criteris de Disseny de Dipòsits Cilíndrics de Formigó Pretensat", Tesina de Especialidad, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Barcelona, Junio 1990.

Vilardell, J.M., "Análisis Estructural y Criterios de Diseño de Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado", Tesis Doctoral, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Barcelona, Junio 1994.

P.3.2.- Clase de exposición ambiental

Antes de comenzar el proyecto de una estructura de hormigón, se debe identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cualquier elemento estructural. La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE (1999) nos lo muestra en su apartado 8.2.

En general, en los depósitos de agua tendremos que la clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras será la siguiente:

- Cara interior: clase IIa, para depósitos que contengan agua sin cloruros; clase IV, para instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros, no relacionados con el ambiente marino; y clase IV+Qa ó IV+Qb ó IV+Qc, si el agua contiene sustancias que pueden atacar químicamente al hormigón en grado débil, medio o fuerte respectivamente.
- Cara exterior: clase IIb: Corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad media.

P.3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que los paneles prefabricados en estudio van a estar sometidos a un Control Intenso de Ejecución con auditoría externa y la calidad del hormigón utilizada garantizará resistencias f_{ck} superiores a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa (apartado 37.2.4), que en este caso coincidirán con los mínimos, serán:

- Cara interior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 0 = 30$ mm.
- Cara exterior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 0 = 25$ mm.

P.3.4.- Características del hormigón

La piezas se prefabrican con hormigón de $f_{ck} = 45$ N/mm². En los cálculos son necesarias las siguientes propiedades: módulo de deformación longitudinal y resistencia media a tracción, que se obtienen a través de las expresiones recogidas en el articulado de la EHE.

En concreto, en el artículo 39.6 de la EHE se dice que el módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{45 + 8} = 31.928,43 \text{ N/mm}^2$$

Por otra parte, para llevar a cabo la verificación de la estructura del depósito frente al estado límite de servicio de fisuración, es necesario conocer la tensión σ_{sr} de la armadura en la sección fisurada en el momento en que se fisura el hormigón. Ello se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra de hormigón más solicitada alcanza el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$. Dicho valor, de acuerdo con el artículo 39.1 de la Instrucción EHE puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$$

P.3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500$ N/mm².

P.3.6.- Características de las armaduras activas

En cuanto a las armaduras activas del postensado circunferencial, se emplearán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales, a escoger:

CORDÓN CIRCUN.	DIÁMETRO D _p (mm)	SECCIÓN A _p (mm ²)	MASA (g/m)	f _{pmáxik} (N/mm ²)	f _{pk} (N/mm ²)	P ₀ s/EHE (kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50
Y 1860S7	15,2	140	1.101	1.860	~ 1.680	195,30
Y 1860S7	16,0	150	1.176	1.860	~ 1.680	209,25

Tabla P.3.1.- Designación y características de los tendones del postensado circunferencial disponibles.

Por su parte, las armaduras activas del pretensado vertical del panel, también serán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales:

CORDÓN VERT.	DIÁMETRO D _p (mm)	SECCIÓN A _p (mm ²)	MASA (g/m)	f _{pmáxik} (N/mm ²)	f _{pk} (N/mm ²)	P ₀ s/EHE (kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50

Tabla P.3.2.- Designación y características de los tendones del pretensado vertical.

La fuerza de tesado P₀ ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión no mayor que el menor de los dos valores siguientes:

- 0,75 carga unitaria máxima
- 0,90 límite elástico característico.

Por otra parte, el límite elástico del material de los cordones de pretensado estará comprendido entre el 0,88 y el 0,95 de la carga unitaria máxima. De ahí que la fuerza inicial de tesado siempre se obtenga a partir del $0,75 \cdot f_{pmáxik}$.

Finalmente, la Instrucción EHE establece en su articulado el rango de valores a adoptar por el coeficiente de rozamiento en curva μ y por el coeficiente de rozamiento parásito k para la

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

determinación de las pérdidas de pretensado. En esta memoria de cálculo se adoptan los siguientes valores recomendados por el fabricante:

TIPO DE TENDÓN	μ (rad ⁻¹)	k (m ⁻¹)
Cordón individual con protección plástica	0,07	0,0007

Tabla P.3.3.- Valores del coeficiente de rozamiento en curva y del coeficiente de rozamiento parásito.

P.3.7.- Acciones

Los valores de cálculo de las acciones a considerar en el análisis y proyecto de las estructuras de hormigón se obtienen como el producto del valor representativo de la acción por un coeficiente parcial de seguridad. Para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico. En general, también para las acciones accidentales el valor representativo es el valor característico. Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las acciones, el valor representativo es un valor de combinación.

En la tabla 12.1.a de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables a la evaluación de los estados límite últimos (ELU). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en el presente estudio. Se ha supuesto un nivel de control de ejecución intenso.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente (normal)		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Postensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,50$	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,50$	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$
Sismo	-----	-----	$\gamma_S = 1,00$	$\gamma_S = 1,00$

Tabla P.3.4.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELU.

Tengamos en cuenta que la Instrucción EHE es muy conservadora en cuanto al valor del coeficiente parcial de seguridad del empuje del agua. El Eurocódigo 2, Parte 4 (2000), "Depósitos y estructuras de contención" propone emplear un valor de $\gamma_{Qw} = 1,20$, claramente inferior al que usaremos de $\gamma_{Qw} = 1,50$.

Por otra parte, en la tabla 12.2 de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, para las comprobaciones de los estados límite de servicio (ELS). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en este estudio.

TIPO DE ACCIÓN	Situación (normal)	
	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Postensado	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Pretensado	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
Empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$

Tabla P.3.5.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELS.

P.3.8.- Combinación de acciones

De cara al dimensionamiento adecuado de los depósitos prefabricados de hormigón, es necesario establecer las combinaciones más desfavorables, que van a influir en el proyecto de este tipo estructural. Cada combinación, en general, está formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes; cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

P.3.9.- Estudio del sismo

El sismo es una acción accidental que provoca un incremento en el valor de los empujes del agua y tierras contra el muro.

Conviene tener en cuenta, tal como hemos visto en el apartado anterior, que la consideración del sismo lleva asociado reducir los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, con lo que en nuestro caso particular puede ocurrir que el sismo no sea la combinación de acciones más desfavorable.

Según la vigente Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 "Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo". Y la aceleración sísmica de cálculo se define como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

siendo:

a_b : aceleración sísmica básica.

ρ : coeficiente adimensional de riesgo.

S: coeficiente de amplificación del terreno.

El método de H.B. Seed (1969) propone que el incremento de empuje en el relleno de tierras debido al sismo es:

$$\Delta E_s = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H_t^2 \cdot \frac{3}{4} \frac{a_c}{g}$$

Aplicando a una ordenada de $\frac{3}{5} H_t$

Por su parte, el método clásico de Westergaard propone que el incremento del empuje hidrostático debido al sismo es:

$$\Delta E_s = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot \frac{a_c}{g}$$

Aplicando a una ordenada de $0,4 \cdot H_w$

P.4.- CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN LA PARED

P.4.1.- Preliminares

Tal como plantea Timoshenko y Woinowsky-Krieger (1959) todos los problemas de deformación simétrica de láminas circulares cilíndricas se reducen a la integración de la ecuación:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 \omega}{dx^2} \right) + \frac{E \cdot h}{R^2} \omega = Z$$

La aplicación más sencilla de esta ecuación se obtiene cuando el espesor h de la lámina es constante. En este caso la ecuación anterior toma la forma:

$$\frac{d^4 \omega(x)}{dx^4} + 4\lambda^4 \omega(x) = \frac{Z(x)}{D}$$

siendo:

$\omega(x)$: ley de corrimientos radiales.

λ : constante llamada coeficiente cilíndrico de forma, en m^{-1} ;

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h}{4 \cdot R^2 \cdot D}} = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot (1 - \nu^2)}{R^2 \cdot h^2}}$$

con:

E: módulo de deformación longitudinal del hormigón, en N/mm^2 ; que ya hemos establecido en el apartado 3.4 con un valor de $E=E_c=31.928,43 N/mm^2$.

h: espesor de la pared.

R: radio interior del depósito.

ν : coeficiente de Poisson, que en el hormigón es de valor medio 0,20.

D: rigidez a flexión de la lámina, en $N.m$; $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$

Z(x): presión de revolución que solicita a la pared.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

La solució general de la ecuació diferencial es:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + f(x)$$

dónde C_1, C_2, C_3 y C_4 son constantes de integració que dependen de las condiciones de contorno, y $f(x)$ es una solució particular, que cuando $Z(x)$ es una ley rectangular, triangular o trapecial vale: $f(x) = \frac{Z(x) \cdot R^2}{E \cdot h}$; y en el caso de:

- empuje hidrostático: $f(x) = \frac{-\gamma_w \cdot (H_w - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$
- empuje de tierras: $f(x) = \frac{\gamma_t \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$

Una vez conocida la ley de desplazamientos radiales $\omega(x)$, se determinan fácilmente la ley de giros $\theta_x(x)$ y las leyes de esfuerzos en la lámina mediante las expresiones que veremos en los siguientes apartados. Antes veamos el convenio de signos que emplearemos en todo el estudio:

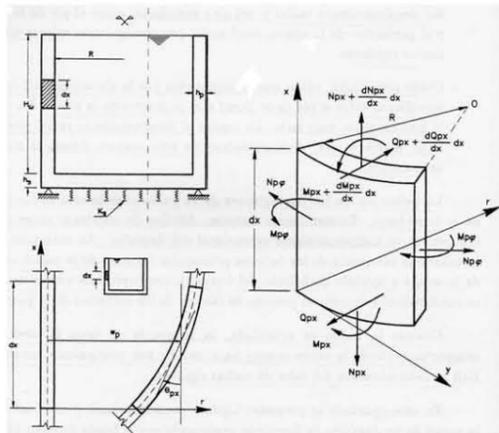


Figura P.4.1.- Esfuerzos actuantes en una lámina con simetría de revolución y criterio de signos adoptado (Timoshenko et al, 1959)

P.4.2.- Pared solicitada por el empuje hidrostático

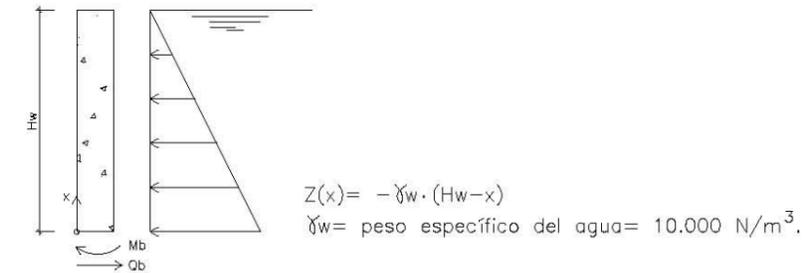


Figura P.4.2.- Esquema de la acción del empuje hidrostático contra la pared

Ya conocemos el campo de desplazamientos radiales $\omega(x)$ para esta hipótesis de carga:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_w - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

En el caso de tener la unión articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera, con lo que tiene coartado su desplazamiento horizontal. En este caso, las condiciones de contorno son:

$$\begin{cases} \omega(x=0) = 0 \\ M_x(x=0) = 0 \\ M_x(x=H_w) = 0 \\ Q_x(x=H_w) = 0 \end{cases}$$

Que supone tener el siguiente sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas (C_1, C_2, C_3 y C_4):

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \gamma_w \cdot H_w \cdot R^2 / E \cdot h \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= 1 & a_{12} &= 0 & a_{13} &= 1 & a_{14} &= 0 \\
 a_{21} &= 0 & a_{22} &= -1 & a_{23} &= 0 & a_{24} &= 1 \\
 a_{31} &= e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{32} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{33} &= -e^{-\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{34} &= e^{-\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) \\
 a_{41} &= e^{\lambda H_0} \cdot (\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{42} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\
 a_{43} &= e^{-\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{44} &= e^{-\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) - \sin(\lambda H_0))
 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las cuatro constantes de integración C_1, C_2, C_3 y C_4 , ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en la totalidad de la pared solicitada por el empuje hidrostático, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_0 - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\begin{aligned}
 \theta_x(x) &= C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + \\
 &C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + \frac{\gamma_w \cdot R^2}{E \cdot h}
 \end{aligned}$$

$$N_\varphi(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot \left[C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - \frac{\gamma_w \cdot (H_0 - x) \cdot R^2}{E \cdot h} \right]$$

$$M_x(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_\varphi(x) = \nu \cdot M_x(x)$$

$$Q_x(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.4.3.- Pared solicitada por el empuje de tierras

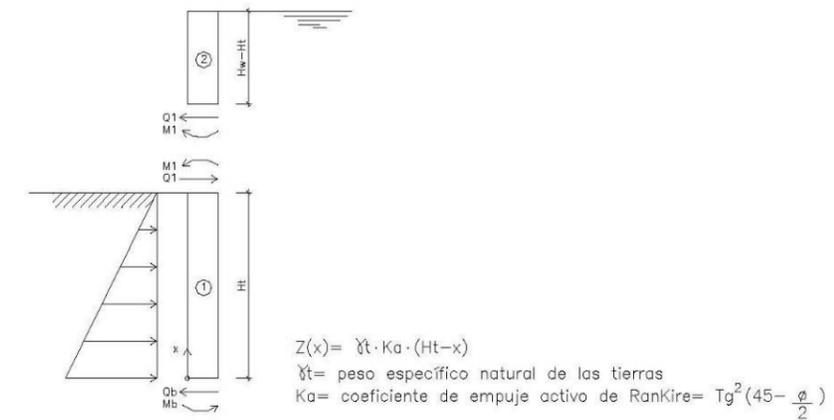


Figura P.4.3.- Esquema de la acción del empuje de tierras contra la pared con el nivel del terreno por debajo la coronación del muro

Tenemos que subdividir la pared en dos anillos: el anillo inferior 1 hasta dónde llega el nivel de tierras H_t , y el anillo superior 2, situado por encima. El campo de desplazamientos radiales será:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_t \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

Cuando la unión es articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera. Las condiciones de contorno son:

$$\left\{ \begin{aligned} \omega_1(x=0) &= 0 \\ M_{x1}(x=0) &= 0 \\ M_{x1}(x=H_t) &= M_1 \\ Q_{x1}(x=H_t) &= Q_1 \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} M_{x2}(x=H_t) &= M_1 \\ Q_{x2}(x=H_t) &= Q_1 \\ M_{x2}(x=H_0) &= 0 \\ Q_{x2}(x=H_0) &= 0 \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} \omega_1(x=H_t) &= \omega_2(x=H_t) \\ \theta_{x1}(x=H_t) &= \theta_{x2}(x=H_t) \end{aligned} \right\}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

que supone tener el siguiente sistema de 10 ecuaciones con 10 incógnitas

(C₁, C₂, C₃, C₄, C₅, C₆, C₇, C₈, M₁ y Q₁):

$$\begin{pmatrix} a_{11}a_{12}a_{13}a_{14}a_{15}a_{16}a_{17}a_{18}a_{19}a_{110} \\ a_{21}a_{22}a_{23}a_{24}a_{25}a_{26}a_{27}a_{28}a_{29}a_{210} \\ a_{31}a_{32}a_{33}a_{34}a_{35}a_{36}a_{37}a_{38}a_{39}a_{310} \\ a_{41}a_{42}a_{43}a_{44}a_{45}a_{46}a_{47}a_{48}a_{49}a_{410} \\ a_{51}a_{52}a_{53}a_{54}a_{55}a_{56}a_{57}a_{58}a_{59}a_{510} \\ a_{61}a_{62}a_{63}a_{64}a_{65}a_{66}a_{67}a_{68}a_{69}a_{610} \\ a_{71}a_{72}a_{73}a_{74}a_{75}a_{76}a_{77}a_{78}a_{79}a_{710} \\ a_{81}a_{82}a_{83}a_{84}a_{85}a_{86}a_{87}a_{88}a_{89}a_{810} \\ a_{91}a_{92}a_{93}a_{94}a_{95}a_{96}a_{97}a_{98}a_{99}a_{910} \\ a_{101}a_{102}a_{103}a_{104}a_{105}a_{106}a_{107}a_{108}a_{109}a_{1010} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \\ C_5 \\ C_6 \\ C_7 \\ C_8 \\ M_1 \\ Q_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\gamma_i \cdot K_a \cdot H_t \cdot R^2 / E \cdot h \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \gamma_i \cdot K_a \cdot R^2 / E \cdot h \cdot \lambda \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1 & a_{12} &= 0 & a_{13} &= 1 & a_{14} &= 0 & a_{15} &= 0 & a_{16} &= 0 & a_{17} &= 0 & a_{18} &= 0 & a_{19} &= 0 & a_{110} &= 0 \\ a_{21} &= 0 & a_{22} &= -1 & a_{23} &= 0 & a_{24} &= 1 & a_{25} &= 0 & a_{26} &= 0 & a_{27} &= 0 & a_{28} &= 0 & a_{29} &= 0 & a_{210} &= 0 \\ a_{31} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{32} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{33} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{34} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{35} &= 0 \\ a_{36} &= 0 & a_{37} &= 0 & a_{38} &= 0 & a_{39} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{310} &= 0 \\ a_{41} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{42} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{43} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{44} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) \\ a_{45} &= 0 & a_{46} &= 0 & a_{47} &= 0 & a_{48} &= 0 & a_{49} &= 0 & a_{410} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\ a_{51} &= 0 & a_{52} &= 0 & a_{53} &= 0 & a_{54} &= 0 & a_{55} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \\ a_{56} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{57} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{58} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{59} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{510} &= 0 \\ a_{61} &= 0 & a_{62} &= 0 & a_{63} &= 0 & a_{64} &= 0 & a_{65} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{66} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) & a_{67} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{68} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{69} &= 0 & a_{610} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\ a_{71} &= 0 & a_{72} &= 0 & a_{73} &= 0 & a_{74} &= 0 & a_{75} &= e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) \\ a_{76} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{77} &= -e^{\lambda H_0} \cdot \sin(\lambda H_0) & a_{78} &= e^{\lambda H_0} \cdot \cos(\lambda H_0) & a_{79} &= 0 & a_{710} &= 0 \\ a_{81} &= 0 & a_{82} &= 0 & a_{83} &= 0 & a_{84} &= 0 & a_{85} &= e^{\lambda H_0} \cdot (\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\ a_{86} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) & a_{87} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) + \sin(\lambda H_0)) \\ a_{88} &= e^{\lambda H_0} \cdot (-\cos(\lambda H_0) - \sin(\lambda H_0)) & a_{89} &= 0 & a_{810} &= 0 \\ a_{91} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{92} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{93} &= e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{94} &= e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \\ a_{95} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{96} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) & a_{97} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \cos(\lambda H_t) & a_{98} &= -e^{\lambda H_t} \cdot \sin(\lambda H_t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{99} &= 0 & a_{910} &= 0 \\ a_{101} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{102} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{103} &= e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{104} &= e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) \\ a_{105} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{106} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) + \sin(\lambda H_t)) \\ a_{107} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (-\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{108} &= -e^{\lambda H_t} \cdot (\cos(\lambda H_t) - \sin(\lambda H_t)) & a_{109} &= 0 & a_{1010} &= 0 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las ocho constantes de integración C₁, C₂, C₃, C₄, C₅, C₆, C₇ y C₈, ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en los dos anillos solicitados por el empuje de tierras con H_t ≤ H, y por tanto, en la totalidad de la pared, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$\theta_{x1}(x) = C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) - \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot R^2}{E \cdot h}$$

$$N_{\phi 1}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + \frac{\gamma_i \cdot K_a \cdot (H_t - x) \cdot R^2}{E \cdot h}]$$

$$M_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 1}(x) = v \cdot M_{x1}(x)$$

$$Q_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x2}(x) = C_5 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\varphi 2}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\varphi 2}(x) = v \cdot M_{x2}(x)$$

$$Q_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.4.4.- Pared solicitada por el postensado

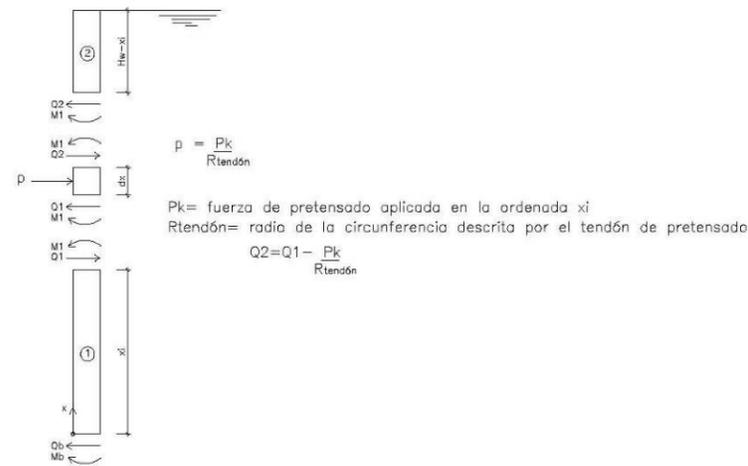


Figura P.4.4.- Esquema de la acción del postensado contra la pared

Cuando la acción es el postensado, el problema se resuelve fácilmente estudiando independientemente cada uno de los tendones, y superponiendo posteriormente los resultados.

Subdividimos la pared en dos anillos: el anillo inferior 1 hasta la posición x_i del tendón de postensado, y el anillo superior 2, situado por encima. El campo de desplazamientos radiales será:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

Cuando la unión es articulada fija, la pared se introduce en una muesca de la solera. Las condiciones de contorno son:

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_1(x=0) = 0 \\ M_{x1}(x=0) = 0 \\ M_{x1}(x=x_i) = M_1 \\ Q_{x1}(x=x_i) = Q_1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{x2}(x=x_i) = M_1 \\ Q_{x2}(x=x_i) = Q_1 - \frac{P_k}{R_{tendón}} \\ M_{x2}(x=H_w) = 0 \\ Q_{x2}(x=H_w) = 0 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \omega_1(x=x_i) = \omega_2(x=x_i) \\ \theta_{x1}(x=x_i) = \theta_{x2}(x=x_i) \end{array} \right\}$$

que supone tener el siguiente sistema de 10 ecuaciones con 10 incógnitas ($C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7, C_8, M_1$ y Q_1):

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} & a_{17} & a_{18} & a_{19} & a_{110} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} & a_{27} & a_{28} & a_{29} & a_{210} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} & a_{37} & a_{38} & a_{39} & a_{310} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{46} & a_{47} & a_{48} & a_{49} & a_{410} \\ a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} & a_{57} & a_{58} & a_{59} & a_{510} \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{66} & a_{67} & a_{68} & a_{69} & a_{610} \\ a_{71} & a_{72} & a_{73} & a_{74} & a_{75} & a_{76} & a_{77} & a_{78} & a_{79} & a_{710} \\ a_{81} & a_{82} & a_{83} & a_{84} & a_{85} & a_{86} & a_{87} & a_{88} & a_{89} & a_{810} \\ a_{91} & a_{92} & a_{93} & a_{94} & a_{95} & a_{96} & a_{97} & a_{98} & a_{99} & a_{910} \\ a_{101} & a_{102} & a_{103} & a_{104} & a_{105} & a_{106} & a_{107} & a_{108} & a_{109} & a_{1010} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \\ C_5 \\ C_6 \\ C_7 \\ C_8 \\ M_1 \\ Q_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -P_k / (2 \cdot R_{tendón} \cdot D \cdot \lambda^3) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1 & a_{12} &= 0 & a_{13} &= 1 & a_{14} &= 0 & a_{15} &= 0 & a_{16} &= 0 & a_{17} &= 0 & a_{18} &= 0 & a_{19} &= 0 & a_{110} &= 0 \\ a_{21} &= 0 & a_{22} &= -1 & a_{23} &= 0 & a_{24} &= 1 & a_{25} &= 0 & a_{26} &= 0 & a_{27} &= 0 & a_{28} &= 0 & a_{29} &= 0 & a_{210} &= 0 \\ a_{31} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{32} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{33} &= -e^{-\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{34} &= e^{-\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) \\ a_{35} &= 0 & a_{36} &= 0 & a_{37} &= 0 & a_{38} &= 0 & a_{39} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{310} &= 0 \\ a_{41} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) & a_{42} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\ a_{43} &= e^{-\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) & a_{44} &= e^{-\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) \\ a_{45} &= 0 & a_{46} &= 0 & a_{47} &= 0 & a_{48} &= 0 & a_{49} &= 0 & a_{410} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \end{aligned}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$\begin{aligned}
 a_{51} &= 0 & a_{52} &= 0 & a_{53} &= 0 & a_{54} &= 0 & a_{55} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{56} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{57} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{58} &= e^{-\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{59} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^2} & a_{510} &= 0 \\
 a_{61} &= 0 & a_{62} &= 0 & a_{63} &= 0 & a_{64} &= 0 & a_{65} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{66} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) & a_{67} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{68} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{69} &= 0 & a_{610} &= \frac{-1}{2 \cdot D \cdot \lambda^3} \\
 a_{71} &= 0 & a_{72} &= 0 & a_{73} &= 0 & a_{74} &= 0 & a_{75} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \sin(\lambda H_{\omega}) \\
 a_{76} &= -e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \cos(\lambda H_{\omega}) & a_{77} &= -e^{\lambda H_{\omega}} \cdot \sin(\lambda H_{\omega}) & a_{78} &= e^{-\lambda H_{\omega}} \cdot \cos(\lambda H_{\omega}) & a_{79} &= 0 & a_{710} &= 0 \\
 a_{81} &= 0 & a_{82} &= 0 & a_{83} &= 0 & a_{84} &= 0 & a_{85} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) \\
 a_{86} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) & a_{87} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) + \sin(\lambda H_{\omega})) \\
 a_{88} &= e^{\lambda H_{\omega}} \cdot (-\cos(\lambda H_{\omega}) - \sin(\lambda H_{\omega})) & a_{89} &= 0 & a_{810} &= 0 \\
 a_{91} &= e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{92} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{93} &= e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{94} &= e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{95} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{96} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) & a_{97} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \cos(\lambda x_i) & a_{98} &= -e^{\lambda x_i} \cdot \sin(\lambda x_i) \\
 a_{99} &= 0 & a_{910} &= 0 \\
 a_{101} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{102} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{103} &= e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{104} &= e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{105} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{106} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) + \sin(\lambda x_i)) \\
 a_{107} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (-\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{108} &= -e^{\lambda x_i} \cdot (\cos(\lambda x_i) - \sin(\lambda x_i)) & a_{109} &= 0 & a_{1010} &= 0
 \end{aligned}$$

Una vez resuelto el sistema, y por tanto, conocidas las ocho constantes de integración $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7$ y C_8 , ya nos queda totalmente determinado el campo de desplazamientos y el campo de esfuerzos en los dos anillos solicitados por el postensado, y por tanto, en la totalidad de la pared, solo con aplicar las ecuaciones que ya conocemos:

$$\omega_1(x) = C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x1}(x) = C_1 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\phi 1}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 1}(x) = v \cdot M_{x1}(x)$$

$$Q_{x1}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_1 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_2 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_3 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_4 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

$$\omega_2(x) = C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)$$

$$\theta_{x2}(x) = C_5 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$N_{\phi 2}(x) = \left(\frac{-E \cdot h}{R} \right) \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x)]$$

$$M_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^2 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) - C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot \cos(\lambda x) - C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \sin(\lambda x) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot \cos(\lambda x)]$$

$$M_{\phi 2}(x) = v \cdot M_{x2}(x)$$

$$Q_{x2}(x) = 2 \cdot D \cdot \lambda^3 \cdot [C_5 \cdot e^{\lambda x} \cdot (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_6 \cdot e^{\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_7 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x)) + C_8 \cdot e^{-\lambda x} \cdot (-\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))]$$

P.5.- PÉRDIDAS DEL POSTENSADO EN LOS TENDONES CIRCUNFERENCIALES

Supongamos un tendón de postensado situado en la ordenada x_i . El cordón es del tipo Y1860 S7, de diámetro nominal 13,0 mm, 15,2 mm. ó 16,0 mm, y tal como hemos visto se le puede tirar con una fuerza máxima de $P_0 = 139,50$ KN, 195,30 KN ó 209,25 KN respectivamente.

Ahora bien, esta fuerza no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Para ello seguiremos la vigente Instrucción EHE.

P.5.1.- Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que se producen durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas.

P.5.1.1.- Pérdidas de fuerza por rozamiento

Se deben al rozamiento de los cordones con la vaina. Suelen ser las pérdidas más importantes, y se evalúan con la siguiente expresión:

$$\Delta P_1(\alpha) = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \alpha - k \cdot \alpha \cdot R_{\text{tendón}}}\right)$$

siendo:

P_0 : fuerza de tesado en el anclaje.

μ : coeficiente de fricción angular, en rad^{-1} . En la tabla P.3.3 le hemos asignado un valor de $0,07 \text{ rad}^{-1}$.

α : valor del ángulo girado por el tendón entre el anclaje y la sección considerada, en rad.

k : coeficiente de fricción parásito, en m^{-1} . En la tabla P.3.3 le hemos asignado un valor de $0,0007 \text{ m}^{-1}$.

$R_{\text{tendón}}$: radio de la circunferencia descrita por el tendón.

P.5.1.2.- Pérdidas por penetración de cuñas

Aparecen al liberar la fuerza del gato y transferir la tensión del acero al hormigón mediante el elemento de anclaje. La transferencia produce, inevitablemente, un cierto deslizamiento de éste (penetración de cuña), que provoca una distensión en el tendón. Se trata de un triángulo de pérdida de fuerza situado en el anclaje, cuya base mide:

$$\Delta P_2(\alpha=0) = 2 \cdot P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \alpha_p - k \cdot \alpha_p \cdot R_{\text{tendón}}}\right)$$

y cuya altura es $R_{\text{tendón}} \cdot \alpha_p$, o sea, la longitud de influencia de la penetración de cuña.

Y precisamente el valor de α_p , se obtiene de manera iterativa de la siguiente ecuación:

$$a = \frac{\Delta P_2 \cdot R_{\text{tendón}} \cdot \alpha_p}{2 \cdot E_p \cdot A_p}$$

siendo:

a : penetración de la cuña. Se adopta entre 4 y 6 mm.

E_p : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, de valor 190.000 N/mm^2 .

A_p : área nominal del tendón de postensado.

P.5.1.3.- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Son pérdidas debidas al acortamiento elástico de la lámina al dar tensión sucesivamente a los tendones. Se pueden estimar mediante la siguiente expresión que figura en la Instrucción EHE:

$$\Delta P_3 = \sigma_{\varphi} \cdot \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{E_{sj}}$$

Aunque en general, como valor medio se puede adoptar:

$$\Delta P_3 = 0,025 \cdot P_0$$

En el caso que nos ocupa de tener una tensión en el hormigón relativamente baja, podemos plantear:

$$\Delta P_3 = 0,0125 \cdot P_0$$

P.5.2.- Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas surgen como consecuencia del comportamiento reológico de los materiales en el tiempo, interviniendo en su valoración parámetros de difícil cuantificación. Se evalúan con la siguiente expresión de EHE:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs} + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

Al estar frente un elemento estructural con atmósfera húmeda (que se traduce en menor retracción y fluencia), y al hecho de que hasta el momento de puesta en tensión de los tendones ya se ha desarrollado una parte de la retracción; en general, como valor medio se puede adoptar:

$$\Delta P_{dif} = 0,10 \cdot (P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3)$$

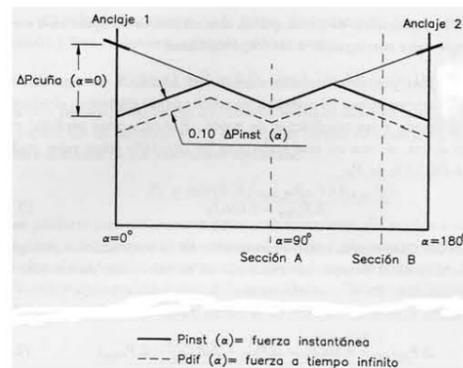


Figura P.5.1.- Variación de la fuerza de postensado en un tendón

P.5.3.- Resumen final de las fuerzas de postensado

Si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas, obtendremos la que llamaremos fuerza de postensado inicial P_{ki} . O sea,

$$P_{ki} = P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3$$

Y si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas, obtendremos la que llamaremos fuerza de postensado final $P_{k\infty}$. O sea,

$$P_{k\infty} = 0,90 \cdot [P_0 - \text{media}(\Delta P_1; \Delta P_2) - \Delta P_3]$$

P.6.- PÉRDIDAS DE PRETENSADO EN LOS TENDONES VERTICALES

El tendón de pretensado vertical que disponemos en los paneles es del tipo Y1860 S7 de 13,0 mm de diámetro nominal, y tal como hemos visto se le puede tirar con una fuerza máxima de $P_0 = 139,50$ KN.

Ahora bien, ya hemos explicado en el apartado anterior que esta fuerza no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Para ello seguiremos la vigente Instrucción EHE.

P.6.1.- Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que se producen durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas.

P.6.1.1.- Pérdidas de fuerza por rozamiento

Dado que el tendón es totalmente recto no se produce rozamiento de los cordones con la vaina, con lo que estas pérdidas tendrán un valor nulo.

P.6.1.2.- Pérdidas por penetración de cuñas

Su valor será evaluado con la expresión que figura en el apartado 20.2.2.1.2 de la Instrucción EHE:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

siendo:

a: penetración de la cuña. Se adopta entre 4 y 6 mm.

E_p : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, de valor 190.000 N/mm².

A_p : área nominal del tendón de pretensado, que en nuestro caso vale 100 mm².

L: longitud total del tendón recto.

P.6.1.3.- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Estas pérdidas serán nulas puesto que no tensamos los tendones de manera sucesiva sino que lo hacemos de golpe.

P.6.2.- Pérdidas diferidas

Proponemos adoptar el siguiente valor medio:

$$\Delta P_{dif} = 0,10 \cdot (P_0 - \Delta P_2)$$

P.6.3.- Resumen final de las fuerzas de pretensado

Si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas, obtendremos la que llamaremos fuerza de pretensado inicial P_{ki} . O sea,

$$P_{ki} = P_0 - \Delta P_2$$

Y si a la fuerza de tesado en el anclaje P_0 le restamos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas, obtendremos la que llamaremos fuerza de pretensado final P_{kso} . O sea,

$$P_{kso} = 0,90 \cdot [P_0 - \Delta P_2]$$

P.7.- FUNCIÓN ÓPTIMA DE POSTENSADO

P.7.1.- Preliminares

La carga de agua genera un estado de tracciones en la pared del depósito, que ya hemos visto en el anterior apartado P.4.2 que sigue la función $N_q(x)$, con las constantes de integración C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que se obtienen resolviendo el sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas que ya hemos planteado.

Por su parte, los tendones de postensado tienen por misión principal comprimir circunferencialmente la pared, a fin de compensar las tracciones originadas por la carga de agua, reduciendo así su fisuración vertical.

Ahora bien, no existe una relación biunívoca entre la ley de tracciones y la fuerza de postensado P_k aplicada. Es decir, si en un determinado tramo de pared, la integral de la ley $N_q(x)$ vale N_0 , no se compensarán totalmente las tracciones solo por el hecho de adoptar $P_k = N_0$. No olvidemos que los tendones más bajos son poco eficaces para comprimir la pared, y por tanto, se requiere un volumen de postensado superior a la integral de los axiles anulares hidrostáticos.

Llegado a este punto, se hace necesario definir una función óptima de postensado, es decir, una función que defina el mínimo volumen de postensado necesario para obtener el estado de tensiones anulares deseado. Para ello, seguiremos las recomendaciones de Vilardell (1994), que propone descomponer la función óptima de postensado en dos funciones:

- Función Hidrostática de Postensado (FHP): es aquella función que compensa las tracciones anulares hidrostáticas en toda la pared y durante la vida útil de la estructura.
- Función Uniforme de Postensado (FUP): es aquella función que genera adicionalmente una tensión de compresión circunferencial mínima en la pared (llamada σ_{res}), con el objeto de evitar, cuando el depósito está lleno, fisuración vertical debida a otras acciones, tales como las reológicas, la acción térmica o el sismo.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.7.2.- Definición de la Función Hidrostática de Postensado (FHP)

La fuerza de postensado total en la función FHP, independientemente del tipo de unión en la base, es:

$$P_{tot,FHP} = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot H_w^2}{2}$$

siendo γ_w el peso específico del fluido, R el radio interior del depósito, y H_w la altura libre de agua.

La forma que tiene esta función FHP es un trapecio truncado verticalmente en su base. La base inferior mide B, la base superior mide $c_1 \cdot B$, y la altura del tramo inferior truncado mide $(1-e_1) \cdot H_w$. El área de toda esta figura será precisamente $P_{tot,FHP}$. Los valores de los coeficientes c_1 y e_1 , se obtienen de la tabla P.7.1.

UNIÓN	VOLUMEN (m ³)	c ₁	e ₁
Articulada fija	15.000	0,01	0,82
Articulada fija	25.000	0,01	0,86
Articulada fija	40.000	0,01	0,89
Articulada fija	60.000	0,01	0,91

Tabla P.7.1.- Valores propuestos por Vilardell (1994) para los parámetros c_1 y e_1 de la FHP en unión articulada fija.

P.7.3.- Definición de la Función Uniforme de Postensado (FUP)

La fuerza de postensado total en la función FUP es:

$$P_{tot,FUP} = \beta \cdot \sigma_{res} \cdot h \cdot H_w$$

siendo β un coeficiente corrector, σ_{res} la tensión de compresión circunferencial adicional mínima, h el espesor de la pared y H_w la altura libre de agua.

Hay que tener en cuenta que cuando la unión en la base es fija, no es posible obtener un estado uniforme de tensiones, debiéndose definir un tramo inicial de pared de altura H_{inf} , en la que se admiten compresiones inferiores a σ_{res} . Con todo ello, se recomiendan los valores de la tabla P.7.2.

UNIÓN	DOMINIO	VOLUMEN (m ³):	σ_{res} (N/mm ²):	H_{inf} :	COEFICIENTE β :
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	< 2.000	1,0	$0,05 \cdot H_w$	$0,42 \cdot (D/H_w) + 0,12$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	2.000 a 8.000	0,5	$0,05 \cdot H_w$	$0,42 \cdot (D/H_w) + 0,12$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	8.000 a 15.000	1,0	$0,10 \cdot H_w$	$0,17 \cdot (D/H_w) + 0,62$
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 9$	> 15.000	0,5	$0,10 \cdot H_w$	$0,17 \cdot (D/H_w) + 0,62$

Tabla P.7.2.- Diferentes valores propuestos por Vilardell (1994) para la función FUP.

La forma que tiene esta función FUP es un rectángulo en el tramo superior de pared y un triángulo en el tramo inferior, de tal manera que la función es nula en el pie de la pared. La base total del triángulo mide B', y su altura $a_1 \cdot H_w$; mientras que el rectángulo tiene un ancho de $a_5 \cdot B'$. El área de toda esta figura será $P_{tot,FUP}$. Los valores de los coeficientes a_1 y a_5 , se obtienen de la tabla P.7.3.

UNIÓN	DOMINIO	H_{inf} :	a_1 :	a_5 :
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 5$	$0,10 \cdot H_w$	0,25	0,28
Articulada fija	$5 \leq D/H_w \leq 7$	$0,10 \cdot H_w$	0,31	0,21
Articulada fija	$7 \leq D/H_w \leq 9$	$0,10 \cdot H_w$	0,38	0,17
Articulada fija	$3 \leq D/H_w \leq 5$	$0,05 \cdot H_w$	0,17	0,11
Articulada fija	$5 \leq D/H_w \leq 7$	$0,05 \cdot H_w$	0,20	0,08
Articulada fija	$7 \leq D/H_w \leq 9$	$0,05 \cdot H_w$	0,23	0,06

Tabla P.7.3.- Valores propuestos por Vilardell para los parámetros a_1 y a_5 de la FUP

P.7.4.- Comentarios al valor de la tensión residual σ_{res}

A pesar de la gran importancia que supone el tener una tensión residual mínima de compresión en toda la pared del depósito, no existe una normativa española que imponga

sobre cuál debe ser el valor a emplear. Las diferentes recomendaciones internacionales son las siguientes:

REFERENCIA	VALOR σ_{res} (N/mm ²)	OBSERVACIONES
IS 3370 (1965)	-0,70	Criterio general
Leonhardt (1967)	-0,50	Criterio general
BS 5337 (1976)	-1,00	Criterio general
Anchor (1981)	-1,00	Criterio general
Imper et al (1983)	-0,30 a -1,40	Depósito prefabricado
Llombart y Anton (1985)	-1,00	Criterio general
NZS 3106 (1986)	-0,70	Según acción
Vilardell (1994)	-0,50 a -1,00	Criterio general

Tabla P.7.4.- Valores propuestos para la σ_{res} según diferentes autores y normativas internacionales.

Podemos comprobar como el valor de la tensión residual σ_{res} se mueve mayormente entre los valores recomendados de -0,50 y -1,00 N/mm².

El tramo inferior de la pared donde es necesario admitir unas compresiones inferiores a σ_{res} tiene una longitud que se mueve entre: $H_{inf} \approx 0,05 \cdot H_0$ ó $0,10 \cdot H_0$, según el caso. Por eso consideramos razonable adoptar el siguiente criterio general:

- En el tramo de pared comprendido entre 0 y $0,05 \cdot H_0$, impondremos un valor de la tensión residual de $\sigma_{res} \approx -0,25$ N/mm².
- En el tramo de la pared comprendido entre $0,05 \cdot H_0$ y $0,10 \cdot H_0$, impondremos un valor de la tensión residual de $\sigma_{res} \approx -0,50$ N/mm².
- El resto de la pared quedará con una $\sigma_{res} \approx -0,70$ N/mm², que es un valor medio que cubre la propuesta planteada por los diferentes autores y normativas.

P.7.5.- Conclusiones a las funciones de postensado

Gracias a tener definidas las funciones de postensado, tanto la FHP como la FUP, estamos en condiciones de encontrar el volumen total de tendones de postensado que es necesario disponer en la pared del depósito, y también su posición relativa.

Por otra parte, conviene tener en cuenta que no se aceptan separaciones entre tendones adyacentes superiores al triple del espesor de la pared. Lo que en nuestro caso particular, teniendo en cuenta los paneles propuestos, supone que no aceptaremos distancias entre tendones superiores al entorno de los 50 cm.

P.8.- ESFUERZO DE TRACCIÓN SIMPLE HORIZONTAL

P.8.1.- Preliminares

El empuje hidrostático genera un estado de tracciones de eje horizontal, responsables de la fisuración vertical de la pared, que tal como se ha explicado anteriormente, deben ser compensadas con los tendones de postensado circunferencial.

Además, haciendo un compendio de las diferentes recomendaciones, imponemos la condición de que en toda la vida útil de la estructura, la pared del depósito quede con un estado de compresión horizontal remanente de valor $\sigma_{res} \approx -0,70$ N/mm².

P.8.2.- Estado Límite Último de Tracción simple horizontal

Supongamos que el valor del axil de tracción máximo provocado por el empuje del agua sea $N_{\phi máx(agua)}$. La comprobación de este Estado Límite Último consiste en verificar que:

$$\gamma_r N_{\phi máx(agua)} \leq A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$$

$$1,50 \cdot N_{\phi máx(agua)} \leq A_s \frac{500}{1,15} + A_p \frac{1680}{1,15}$$

siendo:

$N_{\phi máx(agua)}$: axil de tracción máximo provocado por el empuje del agua en N/m.

A_s : sección de armadura pasiva horizontal situada en las dos caras de la longitud unitaria de pared donde se encuentra el anterior axil de tracción máximo.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

A_p : sección de los tendones de postensado situados en la longitud unitaria de pared donde se encuentra el anterior axil de tracción máximo.

P.8.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales

Para las tensiones normales horizontales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

$$\frac{1,10 \cdot N_{\varphi(\text{postensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{tierras})}}{A_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

- La tensión normal mínima en el hormigón debe estar en descompresión. Por tanto,

$$\frac{0,90 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq 0 \text{ N/mm}^2$$

Adicionalmente, las diferentes recomendaciones internacionales imponen dejar una tensión residual mínima en la pared del depósito, con lo que será necesario cumplir la siguiente condición:

$$\frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq -0,70 \text{ N/mm}^2$$

P.8.4.- Armadura horizontal mínima

La armadura horizontal mínima que dispondremos en la pared del depósito seguirá lo que marca el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas en muros. Para acero del tipo B 500S, impone un valor de 3,2. Pero que deberá repartirse en ambas caras, y en el caso de tener juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,50 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad. Por tanto, en nuestro caso particular, tendremos que:

$$A_{\text{horizontal}} = \frac{3,2}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot h_{\text{máx}} = \frac{3,2}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 22,5 \text{ cm} = 1,80 \text{ cm}^2 = 1 \phi 6 \text{ c/15 cm.}$$

Por otro lado, también es necesario comprobar el artículo 42.3.4 de la Instrucción, el cuál dispone una cuantía mínima de armadura en secciones sometidas a tracción simple o compuesta de:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,20 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

P.9.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE HORIZONTAL

P.9.1.- Preliminares

El momento flector de eje horizontal $M_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Origina una fisuración horizontal, que debe solucionarse con armadura vertical (pasiva, en general; y en nuestro caso, también activa). Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones verticales de pretensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

P.9.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje horizontal

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par $(M_{xd}, N_{dconcomitante})$ que produce los resultados más pésimos en alguna de las siguientes combinaciones de acciones:

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_0) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_0).$$

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_0) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_0) + 1,50x(\text{Empuje hidrostático}).$$

$$1,00x(\text{Pretensado vertical a } t_{\infty}) + 1,00x(\text{Postensado circunferencial a } t_{\infty}) + 1,50x(\text{Empuje hidrostático}).$$

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,50x(Empuje de terres).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje de terres).

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,00x(Empuje hidrostàtic amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje hidrostàtic amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_0) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_0) + 1,00x(Empuje de terres amb sismo).

1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circumferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje de terres amb sismo).

Y encontraremos la armadura pasiva vertical necesaria, haciendo:

$$M_{xd}^* = M_{xd} + N_{dconcomitante} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{xd}^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \cdot d \text{ (profundidad del bloque de compresiones)}$$

$$U_{s1} = \frac{M_{xd}^*}{d - \frac{y}{2}} - N_{dconcomitante} ; A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{ydc}}$$

siendo:

d: canto útil de la sección.

b: ancho unitario de la sección.

$$f_{cd}: \text{resistencia de cálculo del hormigón} = \frac{f_{cd}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydc}: \text{resistencia de cálculo de las armaduras pasivas comprimidas} = \frac{f_{ydc}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \leq 400$$

N/mm²

P.9.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales verticales

Para las tensiones normales verticales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

Lado agua:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado final})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado final})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{sk(\text{hidro})} \cdot v'}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{sk(\text{postensado final})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$$

Lado exterior:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensado inicial})} \cdot e \cdot v'}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{sk(\text{postensado inicial})} \cdot v'}{I_c} \geq -27 \text{ N/mm}^2$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\geq -27 \text{ N/mm}^2 (=0,60 \cdot 45)$

- La tensión normal mínima en el hormigón debe ser tal que nos asegure una $w_{\text{máx}} = 0,3 \text{ mm}$. (para clase de exposición IIb), $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$. (para clase de exposición IV) ó $w_{\text{máx}} = 0,1 \text{ mm}$. (para clase de exposición IV+Qb). Que para simplificarlo, supone aceptar una tensión mínima en el hormigón que coincida con su resistencia media a tracción ($\sigma_{\text{mín}} \leq f_{\text{ctm}} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$), y cuando no se cumpla esta limitación añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Lado agua:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{tierras})} \cdot v}{I_c} + \frac{1,10 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

Lado exterior:

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadoinicial})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensadoinicial})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{1,05 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})}}{A_c} + \frac{0,95 \cdot P_{k(\text{pretensadofinal})} \cdot e \cdot v}{I_c} + \frac{1,00 \cdot M_{xk(\text{hidro})} \cdot v}{I_c} + \frac{0,90 \cdot M_{xk(\text{postensadofinal})} \cdot v}{I_c}$$

$\leq 3,79 \text{ N/mm}^2$

siendo:

P_k : fuerza de pretensado que introducen los tendones verticales en la totalidad del panel.
 M_{k1} : momento flector de eje horizontal generado en la totalidad del panel debido al empuje hidrostático, empuje de tierras, o bien, a los tendones de postensado.
 A_c : área del panel.
 I_c : inercia del panel.
 e : excentricidad de los tendones de pretensado.
 v' : distancia del centro de gravedad del panel hasta la fibra más extrema del lado agua.
 v : distancia del centro de gravedad del panel hasta la fibra más extrema del lado exterior.

Cuando no se cumpla con la limitación de tener una tensión mínima en el hormigón $\sigma_{\min} \leq f_{ctm}$
 $= 0,30 \sqrt{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2$, entonces deberemos añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Tengamos en cuenta que en este último caso, el momento flector que aún será necesario completar con armadura pasiva será:

$$M_k = \frac{\sigma(> 3,79 \text{ N/mm}^2) \cdot I_c}{v'}$$

Y la comprobación de la fisuración seguirá las expresiones del apartado 49.2.5 de la EHE:

$$w_k \leq w_{\max}$$

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c, \text{eficaz}}}{A_{s, \text{eficaz}}}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

siendo:

w_k : abertura característica de fisura.
 w_{\max} : abertura máxima de fisura permitida.
 β : coeficiente del cuantil 95% en la distribución gaussiana de anchos de fisura, que vale 1,64

s_m : separación media entre fisuras, en mm.
 ε_{sm} : alargamiento medio de las armaduras.
 c : espesor del recubrimiento, en mm.
 s : separación entre ejes de barras, en mm.
 k_1 : coeficiente que vale 0,125 para flexión simple.
 ϕ : diámetro de las barras en mm.
 $A_{c, \text{eficaz}}$: área de hormigón allí donde las barras influyen en la abertura de fisuras.
 $A_{s, \text{eficaz}}$: área total de las armaduras situadas dentro del área $A_{c, \text{eficaz}}$.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,88 \cdot d \cdot A_s}$$

E_s : módulo de deformación longitudinal de las barras de acero.

k_2 : coeficiente de valor 0,5 (pues las cargas son de larga duración).

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

P.9.4.- Armadura vertical mínima

La armadura vertical mínima que dispondremos en la pared del depósito seguirá lo que marca el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas en muros. Para acero del tipo B 500S, impone un valor de 0,9. Por tanto, en nuestro caso particular, tendremos que:

$$A_{\text{vertical}} = \frac{0,9}{1000} 100 \text{ cm} \cdot h_{\max} = \frac{0,9}{1000} 100 \text{ cm} \cdot 22,5 \text{ cm} = 2,02 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 6 \text{ c/15 cm.}$$

Por otro lado, también es necesario comprobar el artículo 42.3.2 de la Instrucción, el cuál dispone una cuantía mínima de armadura en secciones sometidas a flexión simple o compuesta de:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \frac{W}{h} \cdot f_{cd}$$

P.10.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE VERTICAL
P.10.1.- Preliminares

El momento flector de eje vertical $M_{\phi}(x)$ aparece en las paredes del depósito, y su valor es de:

$$M_{\phi}(x) = v \cdot M_x(x) = 0,2 \cdot M_x(x)$$

Este esfuerzo flector debe solucionarse con armadura pasiva horizontal. Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones horizontales de postensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

P.10.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje vertical

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par $(M_{\phi d}, N_{dmin})$ que produce los resultados más pésimos en las mismas combinaciones de acciones que ya hemos visto en el anterior apartado 9.2.

Ahora bien, dado que el momento flector $M_{\phi d}$ tiene un valor muy reducido, se puede comprobar que si hacemos el cálculo para el depósito de *Acontank* más desfavorable, obtenemos armadura mínima, que lógicamente podremos hacer extensiva para el resto de depósitos. Veámoslo:

$$H = H_0 = H_t = 12,0 \text{ m.}$$

$$R = 29,85 \text{ m.}$$

$$h_{cal} = 0,192 \text{ m.}$$

$$d = 0,157 \text{ m.}$$

$$A_c = 0,4378 \text{ m}^2.$$

$$I_c = 0,0013448 \text{ m}^4.$$

$$v' = -0,1020 \text{ m.}$$

$$v = +0,0900 \text{ m.}$$

$$M_{\phi dmax} = 0,2 \cdot M_{dxmax} = 0,2 \cdot 120,47 = 24,09 \text{ mKN/m}$$

$$N_{\phi dmin} = 0,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 0,192 \text{ m} \cdot 1000 = 134,4 \text{ KN/m}$$

$$M_{\phi d}^* = M_{\phi d} + N_{\phi dmin} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 24,09 + 134,4 \cdot \left(0,157 - \frac{0,192}{2} \right) = 32,29 \text{ mKN/m}$$

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{\phi d}^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 32,29}{0,85 \cdot 30000 \cdot 1,0 \cdot 0,157^2}} \right) \cdot 0,157 = 0,00828 \text{ m}$$

$$U_{s1} = \frac{M_{\phi d}^*}{d - \frac{y}{2}} - N_{\phi dmin} = \frac{32,29}{0,157 - \frac{0,00828}{2}} - 134,4 = 76,84 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{ydc}} = \frac{76,84}{400.000} \cdot 10.000 = 1,92 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 6 \text{ c/15 cm.}$$

P.10.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Estrictamente deberíamos proceder a comprobar que las tensiones normales cumplen las limitaciones marcadas en EHE para las tensiones en el hormigón, tanto para la máxima como para la mínima. Ahora bien, esta comprobación quedaría englobada dentro del estudio del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales que ya hemos efectuado en el apartado 8.3 anterior.

P.11.- ESFUERZO CORTANTE
P.11.1.- Preliminares

El esfuerzo cortante $Q_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Debe compensarse con armadura en forma de cercos

P.11.2.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el esfuerzo cortante Q_{xd} que produce los resultados más pésimos en alguna de las siguientes combinaciones de acciones:

1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,50x(Empuje hidrostático).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje hidrostático).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,50x(Empuje de tierras).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,50x(Empuje de tierras).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,00x(Empuje hidrostático con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje hidrostático con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t₀) + 1,00x(Postensado circunferencial a t₀) + 1,00x(Empuje de tierras con sismo).
 1,00x(Pretensado vertical a t_∞) + 1,00x(Postensado circunferencial a t_∞) + 1,00x(Empuje de tierras con sismo).

Una vez seleccionado el valor de Q_{xdmáx}, buscaremos la contribución del hormigón al esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = \left(0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \frac{P_k(\text{pretensado final})}{A_c} \right) b_0 \cdot d \quad (\text{en N/m})$$

siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{siendo } d \text{ el canto útil de la sección en mm.}$$

$$\rho_l: \text{cuantía geométrica armadura long traccionada; } \rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} (< 0,02)$$

f_{ck}: resistencia característica expresada en N/mm².

A_c: área total del panel sobre la que se aplica la fuerza de pretensado vertical.

b₀: ancho unitario de la sección en mm.

d: canto útil en mm.

Y la armadura en cercos necesaria será:

$$A_a = \frac{Q_{xdmáx} - V_{cu}}{f_{yad} \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot (0,9 \cdot d) \cdot \text{sen} \alpha}$$

$$A_{amin} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot \text{sen} \alpha}{f_{yad}}$$

$$s = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^2}{4 \cdot A_a}$$

siendo:

f_{yad}: la resistencia de cálculo de la armadura de los cercos, de valor 400 N/mm².

α: ángulo que forman los cercos. En general 90°.

θ: ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. En general 45°.

s: separación entre cercos.

n: número de ramas de los cercos. (Un solo cerco tiene 2 ramas).

φ: diámetro de las barras de los cercos.

P.12.- ESTUDIO DE LA FASE CONSTRUCTIVA

Es necesario realizar las comprobaciones del panel en situaciones provisionales durante el desencofrado, el transporte y el montaje de los paneles prefabricados.

Por cuestiones intrínsecas de fabricación, la manipulación de los paneles se realizará con los cordones de pretensado vertical situados en la cara superior. Ello supone que hay que considerar la unión de los estados de carga de peso propio y de pretensado. Realizado el estudio de manera detallada, se ha llegado a la conclusión de que es necesario apoyar el panel en solo dos apoyos, pero manteniendo invariables las siguientes magnitudes:

- Longitud de cada uno de los dos voladizos: c = 0,20 · H
- Longitud del vano central: l = 0,60 · H.

El peso propio del panel será:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$g_d = 1,35 \cdot \frac{h_{m\grave{a}x} + h_{m\grave{m}n}}{2} \cdot 25$$

Y los esfuerzos que provoca son:

$$M_{xd} \text{ (sobre apoyo)} = -0,50 \cdot g_d \cdot c^2 + P_0 \cdot e$$

$$M_{xd} \text{ (en centro luz)} = (0,125 \cdot g_d \cdot l^2 - 0,5 \cdot g_d \cdot c^2) + P_0 \cdot e$$

$$Q_{xd} = \max(g_d \cdot c; 0,50 \cdot g_d \cdot l)$$

Démonos cuenta que al tratarse de una fase constructiva hemos hecho uso de un coeficiente de mayoración de las acciones de $\gamma_f = 1,35$.

Y también es importante resaltar que en el momento de estudiar la flexión del panel, esta convive desde el primer momento con el axil que le introduce el pretensado vertical, y por tanto, estamos frente a un caso de flexión compuesta recta.

P.13.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES

P.13.1.- Desplazamiento radial de la pared

Las acciones que solicitan la pared del depósito provocan un desplazamiento radial de la misma de valor $\omega(x)$, que debe ser menor a un valor admisible que fijaremos en $H/300$.

La combinación de acciones a verificar en este Estado Límite de Servicio es:

$$1,00x(\text{Empuje hidrostático}) + 0,90x(\text{Postensado circunferencial a } t_{\infty})$$

$$1,00x(\text{Empuje de tierras}) + 1,10x(\text{Postensado circunferencial a } t_0)$$

P.13.2.- Flecha en fase constructiva

Una vez construido el panel, y debido a la excentricidad de los tendones de pretensado vertical y al peso propio, se producirá una flecha, que sumando su contribución instantánea y diferida, no debe ser superior a 20 mm. por razones constructivas.

Para calcular la flecha se ha supuesto que el hormigón se encuentra con un valor de su resistencia de $f_{ck,j} = 25 \text{ N/mm}^2$. Y se calcula con la fórmula:

Flecha instantánea en extremo de voladizo =

$$\left(\frac{g_k \cdot c^4}{8 \cdot E_c \cdot I_c} - \frac{g_k \cdot l^3 \cdot c}{24 \cdot E_c \cdot I_c} + \frac{0,25 \cdot g_k \cdot c^3 \cdot l}{E_c \cdot I_c} \right) - \left(\frac{P_0 \cdot e \cdot (l \cdot c + c^2)}{2 \cdot E_c \cdot I_c} \right)$$

$$\text{Flecha instantánea en centro luz} = \left(\frac{5 \cdot g_k \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c} - \frac{0,0625 \cdot g_k \cdot c^2 \cdot l^2}{E_c \cdot I_c} \right) + \left(\frac{P_0 \cdot e \cdot l^2}{8 \cdot E_c \cdot I_c} \right)$$

$$\text{Flecha diferida} = 1,30 \cdot (\text{flecha instantánea})$$

siendo:

g_k : peso propio del panel.

l : longitud del vano central.

c : longitud de cada uno de los dos voladizos.

P_0 : fuerza total de pretensado con qué el gato de anclaje tirará en la cabeza del panel.

e : excentricidad de los tendones de pretensado.

E_c : módulo instantáneo de deformación longitudinal secante para el hormigón HA-25:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,04 \text{ N/mm}^2$$

I_c : inercia del panel.

P.14.- CONCLUSIÓN

Con todo lo expuesto en los anteriores Preliminares, así como en el siguiente estudio del depósito en particular, se considera que el cálculo del depósito cilíndrico postensado de "Prefabricats Planas" se encuentra perfectamente justificado, y el ingeniero que abajo suscribe tiene el honor de elevarlo a la consideración de la superioridad competente.

A Santa Coloma de Farners,



Jordi Quera Miró

Ingeniero de caminos, canales y puertos (Colegiado número: 6.513)

**CÁLCULO DE UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO
DE PREFABRICATS M. PLANAS EN EL ROSSELLÒ
(LLEIDA)**

RADIO INTERIOR: 8,42 m.

ALTURA TOTAL DEL PANEL: 6,50 m.

1.- INTRODUCCIÓN

A petición de *Prefabricats M. Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del dimensionamiento óptimo de la pared de un depósito cilíndrico postensado, de 8,42 m. de radio interior y 6,50 m. de altura, para un volumen de 1.447 m³, a base de 23 paneles prefabricados de hormigón pretensado. Por el lado exterior hay relleno de tierras en una altura de 8,00 m.

2.- DESCRIPCIÓN DE LA PARED

Se trata de una estructura cilíndrica para depósito de agua, resultado de ensamblar 23 elementos laminares prefabricados de hormigón pretensado, dispuestos circularmente y cosidos mediante armaduras circunferenciales postesas a base de tendones monocordón no adherentes. El diámetro nominal de estos tendones es de 15,20 mm.

Cada módulo o panel prefabricado tiene una anchura total de 2,35 m, y un espesor variable que es función de su altura. El panel es totalmente plano por el lado agua, mientras que tiene un recrecido triangular por el lado exterior. En este último lado dispone de unos cajetines de 2 cm. de profundidad y situados cada 6 cm, que permiten ubicar los tendones del postensado circunferencial. Por otro lado, los tendones monocordón del pretensado vertical del panel son de 13,0 mm. de diámetro nominal, y se colocan ligeramente desplazados hacia el lado agua. Veamos las dimensiones geométricas que caracterizan el panel prefabricado propuesto:

ALTURA PANEL: H (m)	LADO MENOR (ESQUINAS)	LADO MAYOR (CENTRO)	ESPEJOR CÁLCULO	d CORDONES- LADO AGUA
H = 6,50	17,00 cm.	19,50 cm.	16,20 cm.	6,74 cm.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Tabla 2.1.- Dimensiones geométricas del panel prefabricado pretensado.

Esta geometría variable del panel supone tener unas ondulaciones en la pared exterior que fija el camino de los tendones circunferenciales, que se disponen con la doble función de contrarrestar el empuje hidrostático y de coser entre sí los distintos paneles prefabricados. La geometría de la junta estará constituida por un machihembrado hormigonado "in situ" que permita el correcto centrado y regularización para la transmisión de compresiones.

La unión pared-solera será del tipo articulación fija. Es decir, mediante un recrecido de la solera, la pared quedará sujeta por su base inferior, con lo que tendrá el desplazamiento radial impedido.

El postensado circunferencial se aplica desde los anclajes separados 180° ó 360°. En el depósito propuesto dispondremos un contrafuerte. También resulta interesante que los anclajes se distribuyen a lo largo de toda la pared anclando un sexto de los tendones cada 30°; de esta forma se homogeniza la distribución de la carga de postensado en toda la pared.

El número de tendones de pretensado vertical a disponer en el panel será de 17 unidades. Este valor es correcto, puesto que no superamos los 2.500 KN de fuerza de tracción a tirar por el gato en todo el panel, y tampoco el valor máximo admisible para la contraflecha, que se ha establecido en 20 mm.

3.- BASES DE CÁLCULO

3.1.- Datos del depósito básicos

Para poder calcular el depósito de manera correcta precisamos los siguientes datos básicos:

3.1.1.- Datos geométricos básicos:

- Radio interior del depósito: R (m): 8,42 m.
- Altura de agua: H₀ (m): 6,50 m.

- Altura de tierras: H_t (m): 8,00 m.

3.1.2.- Datos sísmicos básicos:

- Aceleración sísmica básica: a_b/g: 0,04
- Coeficiente adimensional de riesgo: p: 1,00
- Coeficiente de amplificación del terreno: S: 1,60

3.1.3.- Datos del postensado circunferencial básico:

- Número de anclajes: 1
- Diámetro nominal de los tendones circunferenciales de postensado: D_p (mm): 15,20

3.2.- Clase de exposición ambiental

Para el depósito del Rosselló (Lleida) adoptamos la siguiente clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

- Cara interior: clase IV: Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros.
- Cara exterior: clase IIb: Corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad media.

3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que los paneles prefabricados en estudio van a estar sometidos a un Control Intenso de Ejecución con auditoria externa y la calidad del hormigón utilizada garantizará resistencias f_{ck} superiores a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa que adoptamos serán:

- Cara interior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 0 = 30$ mm.
- Cara exterior: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 0 = 25$ mm.

3.4.- Características del hormigón

Los diferentes paneles se prefabrican con hormigón de $f_{ck} = 45$ N/mm².

Su módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{45 + 8} = 31.928,43 \text{ N/mm}^2$$

Y el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$ puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,79 \text{ N/mm}^2.$$

3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar en el panel serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500$ N/mm².

3.6.- Características de las armaduras activas

En cuanto a las armaduras activas del postensado circunferencial, se emplearan tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características:

CORDÓN	DIÁMETRO	SECCIÓN	MASA	$f_{pmáxk}$	f_{pk}	P ₀ s/EHE
CIRCUN.	D _p (mm)	A _p (mm ²)	(g/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)
Y 1860S7	15,20	140	1.101	1.860	~ 1.680	195,30

Tabla 3.1.- Designación y características de los tendones del postensado circunferencial.

Por su parte, las armaduras activas del pretensado vertical del panel, también serán tendones monocordón de 7 alambres trenzados, con las siguientes características principales:

CORDÓN	DIÁMETRO	SECCIÓN	MASA	$f_{pmáxk}$	f_{pk}	P ₀ s/EHE
VERT.	D _p (mm)	A _p (mm ²)	(g/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)
Y 1860S7	13,0	100	785	1.860	~ 1.680	139,50

Tabla 3.2.- Designación y características de los tendones del pretensado vertical.

4.- CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN LA PARED

Siguiendo la teoría explicada en el anterior apartado P.4, referente al estudio de láminas circulares cilíndricas, y tal como se justifica numéricamente en el Anejo de Cálculo que adjuntamos, podemos resumir los desplazamientos y esfuerzos que aparecen en la pared del depósito de la siguiente manera:

4.1.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje hidrostático

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): -0,70
- Esfuerzo axil N_ϕ máximo (KN/m): +431,83
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): -8,40
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): -1,68
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): -29,13

4.2.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje de tierras

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +8,00
- Esfuerzo axil N_ϕ máximo (KN/m): -408,12
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +51,08
- Momento flector de eje vertical M_ϕ máximo (KN·m/m): +10,22
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +71,68

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

4.3.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje hidrostático con sismo

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): -0,71
- Esfuerzo axial N_{ϕ} máximo (KN/m): +433,72
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): -9,15
- Momento flector de eje vertical M_{ϕ} máximo (KN·m/m): -1,83
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): -31,74

4.4.- Valores máximos en la pared solicitada por el empuje de tierras con sismo

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +0,81
- Esfuerzo axial N_{ϕ} máximo (KN/m): -500,08
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +64,32
- Momento flector de eje vertical M_{ϕ} máximo (KN·m/m): +12,86
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +90,27

4.5.- Pared solicitada por el postensado circunferencial a tiempo infinito

- Desplazamiento radial $\omega(x)$ máximo (mm): +0,89
- Esfuerzo axial N_{ϕ} máximo (KN/m): -546,11
- Momento flector de eje horizontal M_x máximo (KN·m/m): +11,87
- Momento flector de eje vertical M_{ϕ} máximo (KN·m/m): +2,37
- Esfuerzo cortante Q_x máximo (KN/m): +40,75

5.- PÉRDIDAS DEL POSTENSADO EN LOS TENDONES CIRCUNFERENCIALES

La fuerza en el tendón circunferencial de postensado no se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Veámoslo:

- Tipo de cordones de postensado: Y 1860S7 (tendón monocordón).
- Diámetro nominal del tendón de postensado: D_p (mm): 15,20
- Área nominal del tendón de postensado: A_p (mm²): 140,00
- Máxima fuerza de tesado en el gato en un tendón según EHE: P_0 (KN): 195,30
- Pérdidas por rozamiento en el punto medio del tendón: $\Delta P1$ (KN): 41,48
- Pérdidas por penetración de cuñas en el inicio del tendón: $\Delta P2$ (KN): 28,61
- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón: $\Delta P3$ (KN): 2,44
- Pérdidas diferidas en todo el tendón: ΔP_{dir} (KN): 15,78

Lo que nos lleva a los siguientes resultados finales:

- Valor de la fuerza de postensado inicial: P_{ki} (KN): 157,81
- Valor de la fuerza de postensado final: $P_{k\infty}$ (KN): 142,03

6.- PÉRDIDAS DE PRETENSADO EN LOS TENDONES VERTICALES

La fuerza en el tendón vertical de pretensado tampoco se mantiene indefinida en el tiempo, pues existen pérdidas que rebajan su valor, y que debemos ser capaces de evaluar correctamente. Veámoslo:

- Tipo de cordones de pretensado: Y 1860S7 (tendón monocordón).
- Numero de tendones de pretensado vertical que disponemos: N (ud): 17
- Diámetro nominal del tendón de pretensado: D_p (mm): 13,00
- Área nominal del tendón de pretensado: A_p (mm²): 100,00
- Máxima fuerza de tesado en el gato en un tendón según EHE: P_0 (KN): 139,50
- Pérdidas por penetración de cuñas en el inicio del tendón: $\Delta P2$ (KN): 14,62
- Pérdidas diferidas en todo el tendón: ΔP_{dir} (KN): 12,49

Lo que nos lleva a los siguientes resultados finales:

- Valor de la fuerza de pretensado inicial en todo el panel: P_{ki} (KN): 2.123,04
- Valor de la fuerza de pretensado final en todo el panel: $P_{k\infty}$ (KN): 1.910,73

7.- FUNCIÓN ÓPTIMA DE POSTENSADO

7.1.- Definición de las funciones óptimas de postensado FHP y FUP

Gracias al uso de las funciones óptimas de postensado que hemos planteado en el anterior apartado P.7, estamos en condiciones de encontrar el volumen total de tendones de postensado circunferenciales que es necesario disponer en la pared del depósito, y también su posición relativa. Tal como justificamos en el Anejo de Cálculo, obtenemos los siguientes resultados que resumimos a continuación:

- Fuerza de postensado total en la función FHP: $P_{tot,FHP}$ (KN): 1.778,30
- Fuerza de postensado total en la función FUP: $P_{tot,FUP}$ (KN): 190,78
- Tensión de compresión circunferencial mínima: σ_{res} (N/mm²): -0,70
- Tramo inicial de pared en que se admiten compresiones $< \sigma_{res}$: H_{inf} (m): 0,33
- Número total de tendones circunferenciales de $D_p = 15,20$ mm²: 19

7.2.- Posición de los tendones de postensado circunferenciales

La posición de los tendones circunferenciales a lo largo de la pared quedará de la siguiente manera:

Posición tendón	Ordenada x (m)
2	0,120
4	0,240
8	0,480
12	0,720
14	0,840
18	1,080
23	1,380
28	1,680
33	1,980
38	2,280
43	2,580
48	2,880

53	3,180
58	3,480
63	3,780
73	4,380
83	4,980
93	5,580
103	6,180

8.- ESFUERZO DE TRACCIÓN SIMPLE HORIZONTAL

8.1.- Preliminares

El empuje hidrostático genera un estado de tracciones de eje horizontal, responsables de la fisuración vertical de la pared, que deben ser compensadas con los tendones de postensado circunferencial.

8.2.- Estado Límite Último de Tracción simple horizontal

La comprobación de este Estado Límite Último consiste en verificar que:

$$\gamma_r N_{\phi \text{máx(agua)}} \leq A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}$$

$$647,75 \text{ KN} \leq 1.185,74 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!!}$$

8.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales horizontales

Para las tensiones normales horizontales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$. Por tanto,

$$\frac{1,10 \cdot N_{\phi(\text{postensado inicial})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\phi(\text{tierras})}}{A_c} = -6,64 \text{ N/mm}^2 \geq -27 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!!}$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

- La tensió normal mínima en el hormigó debe estar en descompresió. Por tanto,

$$\frac{0,90 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} = -0,37 \text{ N/mm}^2 \leq 0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK!!}$$

Adicionalmente, las diferentes recomendaciones internacionales imponen dejar una tensión residual mínima en la pared del depósito, con lo que será necesario cumplir la siguiente condición:

$$\frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{postensado final})}}{A_c} + \frac{1,00 \cdot N_{\varphi(\text{agua})}}{A_c} \leq -0,70 \text{ N/mm}^2$$

Recordemos que el tramo inferior de pared tendrá una tensión residual por debajo de $-0,70 \text{ N/mm}^2$.

Adjuntamos a continuación el valor de la tensión residual de compresión que quedará en las diferentes ordenadas de la pared del depósito a tiempo infinito, corroborando que se cumple esta última prescripción:

Ordenada x (m)	Valor de la σ_{res} (N/mm ²)
0,060	- 0,06 N/mm ²
0,180	- 0,18 N/mm ²
0,300	- 0,29 N/mm ²
0,420	- 0,38 N/mm ²
0,540	- 0,47 N/mm ²
0,660	- 0,54 N/mm ²
0,780	- 0,59 N/mm ²
0,900	- 0,53 N/mm ²
1,020	- 0,66 N/mm ²
1,140	- 0,67 N/mm ²
1,260	- 0,68 N/mm ²
1,380	- 0,69 N/mm ²
1,500	- 0,70 N/mm ²
1,620	- 0,71 N/mm ²
1,740	- 0,71 N/mm ²

1,860	- 0,73 N/mm ²
1,980	- 0,74 N/mm ²
2,100	- 0,75 N/mm ²
2,220	- 0,77 N/mm ²
2,340	- 0,79 N/mm ²
2,460	- 0,80 N/mm ²
2,580	- 0,82 N/mm ²
2,700	- 0,83 N/mm ²
2,820	- 0,84 N/mm ²
2,940	- 0,85 N/mm ²
3,060	- 0,85 N/mm ²
3,180	- 0,84 N/mm ²
3,300	- 0,83 N/mm ²
3,420	- 0,81 N/mm ²
3,540	- 0,78 N/mm ²
3,660	- 0,75 N/mm ²
3,780	- 0,72 N/mm ²
3,900	- 0,68 N/mm ²
4,020	- 0,65 N/mm ²
4,140	- 0,63 N/mm ²
4,260	- 0,62 N/mm ²
4,380	- 0,61 N/mm ²
4,500	- 0,61 N/mm ²
4,620	- 0,62 N/mm ²
4,740	- 0,63 N/mm ²
4,860	- 0,66 N/mm ²
4,980	- 0,69 N/mm ²
5,100	- 0,72 N/mm ²
5,220	- 0,76 N/mm ²
5,340	- 0,81 N/mm ²
5,460	- 0,85 N/mm ²
5,580	- 0,90 N/mm ²
5,700	- 0,95 N/mm ²
5,820	- 1,00 N/mm ²
5,940	- 1,04 N/mm ²

6,060	- 1,09 N/mm ²
6,180	- 1,14 N/mm ²
6,300	- 1,18 N/mm ²
6,420	- 1,22 N/mm ²

8.4.- Armadura horizontal mínima según EHE

La armadura horizontal mínima a disponer será:

- Según el apartado 42.3.5 de la Instrucción EHE: 1,80 cm².
- Según el apartado 42.3.4 de la Instrucción EHE: 4,30 cm².

9.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE HORIZONTAL

9.1.- Preliminares

El momento flector de eje horizontal $M_x(x)$ aparece en las paredes del depósito debido a la acción de los tendones de postensado, presión hidrostática del agua y fenómenos reológicos. Origina una fisuración horizontal, que debe solucionarse con armadura vertical (pasiva, en general; y en nuestro caso, también activa). Dado que el panel se encuentra comprimido por efecto de los tendones verticales de pretensado, en realidad estaremos frente a un esfuerzo del tipo flexión compuesta recta.

9.2.- Estado Límite Último de flexión compuesta recta de eje horizontal

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el par (M_{xd} , $N_{dconcomitante}$) que produce los resultados más pésimos en alguna de las combinaciones de acciones que hemos planteado en el anterior apartado P.9.2. En nuestro caso particular, obtenemos los siguientes valores:

i) *Lado agua:*

- Valor del momento flector último pésimo en el lado agua: $M_{xd,máx}$ (mKN/m): 71,73
- Valor del esfuerzo axil último a considerar: N_{dmin} (KN/m): 867,70
- Canto útil de la sección: d (m): 0,127
- Valor del momento flector reducido en el lado agua: M_{xd}^* (mKN/m): 111,64
- Profundidad del bloque de compresiones: y (m): 0,0411

Y los resultados que obtenemos son:

- Armadura necesaria vertical a flexocompresión en el lado agua (cm²): 4,53

ii) *Lado exterior:*

- Valor del momento flector último pésimo en lado exterior: $M_{xd,máx}$ (mKN/m): 18,03
- Valor del esfuerzo axil último a considerar: N_{dmin} (KN/m): 867,70
- Canto útil de la sección: d (m): 0,127
- Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{xd}^* (mKN/m): 57,95
- Profundidad del bloque de compresiones: y (m): 0,0194

Y los resultados que obtenemos son:

- Armadura necesaria vertical a flexocompresión en el lado exterior (cm²): 0,00

9.3.- Estado Límite de Servicio de fisuración debido a tensiones normales verticales

Para las tensiones normales verticales es necesario cumplir, según la vigente Instrucción EHE, las siguientes condiciones:

- La tensión normal máxima en el hormigón inferior al 60% de la resistencia característica del hormigón: $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$.
- La tensión normal mínima en el hormigón debe ser tal que nos asegure una $w_{máx} = 0,3$ mm. (para clase de exposición IIB), $w_{máx} = 0,2$ mm. (para clase de exposición

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

IV). Que para simplificarlo, supone aceptar una tensión mínima en el hormigón que coincida con su resistencia media a tracción ($\sigma_{\min} \leq f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{45^2} = 3,79$ N/mm²), y cuando no se cumpla esta limitación añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Cuando no se cumpla con la limitación de tener una tensión mínima en el hormigón $\sigma_{\min} \leq f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{45^2} = 3,79$ N/mm², entonces deberemos añadir armadura pasiva hasta conseguir el ancho de fisura especificado.

Haciendo el cálculo para nuestro depósito concreto, y tal como reflejamos en el Anejo de Cálculo adjunto, obtenemos la armadura vertical necesaria para cumplir con el estado Límite de Servicio de Fisuración, y en la combinación más restrictiva :

i) *Lado agua:*

Barras ø 8 (cm ²)	Barras ø 10 (cm ²)	Barras ø 12 (cm ²)	Barras ø 16 (cm ²)
8,11	9,14	9,94	11,29

ii) *Lado exterior:*

Barras ø 8 (cm ²)	Barras ø 10 (cm ²)	Barras ø 12 (cm ²)	Barras ø 16 (cm ²)
1,87	1,87	1,87	1,87

9.4.- Armadura vertical mínima

i) *Lado agua:*

- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.2 de EHE (cm²): 0,00
- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.5 de EHE (cm²): 1,64

ii) *Lado exterior:*

- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.2 de EHE (cm²): 0,00

- Armadura vertical mínima según el artículo 42.3.5 de EHE (cm²): 1,64

10.- ESFUERZO DE FLEXIÓN COMPUESTA RECTA DE EJE VERTICAL

Tal como se ha demostrado en el anterior apartado P.10, el esfuerzo de flexión compuesta recta de eje vertical queda totalmente absorbido con el empleo de la armadura mínima horizontal que ya hemos planteado anteriormente.

11.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE ESFUERZO CORTANTE

Siguiendo las prescripciones de la vigente Instrucción EHE, deberemos dimensionar la sección con el esfuerzo cortante $Q_{sd,máx}$ que produce los resultados más pésimos en alguna de las combinaciones de acciones que hemos planteado en el anterior apartado P.11.2. En nuestro caso particular, obtenemos los siguientes valores:

- Valor del esfuerzo cortante último pésimo: $Q_{sd,máx}$ (KN/m): 152,81
- Contribución del hormigón a cortante: V_{cu} (KN/m): 159,72
- Parte de esfuerzo cortante que precisa armadura: V_{su} (KN/m): -6,91
- Armadura de cortante necesaria: A_{α} (cm²/m): 0,00
- Separación de los cercos en el caso de disponer 12 ramas (6 cercos repartidos en la totalidad del panel) de ø 6 mm: s (m): 0,00
- Separación de los cercos en el caso de disponer 6 ramas (3 cercos de montaje repartidos en la totalidad del panel) de ø 6 mm: s (m): 0,00

12.- ESTUDIO DE LA FASE CONSTRUCTIVA

Es necesario realizar las comprobaciones del panel en situaciones provisionales durante el desencofrado, el transporte y el montaje de los paneles prefabricados. Y los esfuerzos que provoca, suponiendo que siempre se mantienen invariables las siguientes magnitudes:

- Longitud de cada uno de los dos voladizos: $c = 0,20 \cdot H$
- Longitud del vano central: $l = 0,60 \cdot H$

$$M_{xd,cons} \text{ (mKNm)} = 62,26$$

$$Q_{xd,cons} \text{ (KN/m)} = 12,01$$

Y ello implica una necesidad de armadura en fase constructiva de:

- Armadura necesaria vertical de flexión a disponer en una cara y en fase constructiva: $A_{s,cons} \text{ (cm}^2\text{/m)} = 0,00$
- Armadura de cortante necesaria en fase constructiva: $A_a \text{ (cm}^2\text{/m)} = 0,00$

13.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES

13.1.- Desplazamiento radial de la pared

Las acciones que solicitan la pared del depósito provocan un desplazamiento radial de la misma de valor $\omega(x)$, que debe ser menor a un valor admisible que fijaremos en $H/300$.

En nuestro caso concreto tendremos:

- Máximo desplazamiento radial del panel: $\omega_{m\acute{a}x} \text{ (mm)} = 9,09$
- Valor admisible del desplazamiento radial: $\omega_{adm} \text{ (mm)} = 21,67$

Al cumplir $\omega_{m\acute{a}x} \leq \omega_{adm} \rightarrow \text{OK!!}$

13.2.- Flecha en fase constructiva

Una vez construido el panel, y debido a la excentricidad de los tendones de pretensado vertical, se producirá una flecha, que sumada a la debida al peso propio, se aconseja que no sea superior a 20 mm. por razones constructivas.

Los valores que obtenemos son:

- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al peso propio: $f_{gk} \text{ (mm)} = 0,86$
- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al pretensado: $f_{pre} \text{ (mm)} = 9,46$
- Máxima flecha instantánea + diferida en el panel en fase constructiva debido al peso propio + pretensado: $f_{tot} \text{ (mm)} = 9,90$
- Valor admisible de la flecha en el panel: $f_{adm} \text{ (mm)} = 20,00$

Al cumplir $f_{tot} \leq f_{adm} \rightarrow \text{OK!!}$

14.- RESUMEN FINAL DE ARMADURA EN EL DEPÓSITO DEL ROSSELLÒ

14.1.- Resumen de la armadura activa

- Número de tendones de postensado circunferencial de $D_p = 15,20 \text{ mm}$: 19 ud
- Posición de los tendones de postensado circunferencial: Según apartado 7.2.
- Fuerza total máxima de pretensado con que tirará el gato (tendones verticales): $P_0 \text{ (KN)} = 2.371,50$
- Número de tendones de pretensado vertical de $D_p = 13,0 \text{ mm}$: 17 ud

14.2.- Resumen de la armadura pasiva

- Armadura mínima vertical en el lado agua: 1ø6 c/15 cm
- Número de barras de refuerzo verticales en el lado agua (ud/ml) y entre paréntesis la longitud del refuerzo (m):

Barras ø 8 (ud(m))	Barras ø 10 (ud(m))	Barras ø 12 (ud(m))	Barras ø 16 (ud(m))
12,5 (3,50)	9,2 (3,50)	7,1 (3,50)	4,7 (4,50)

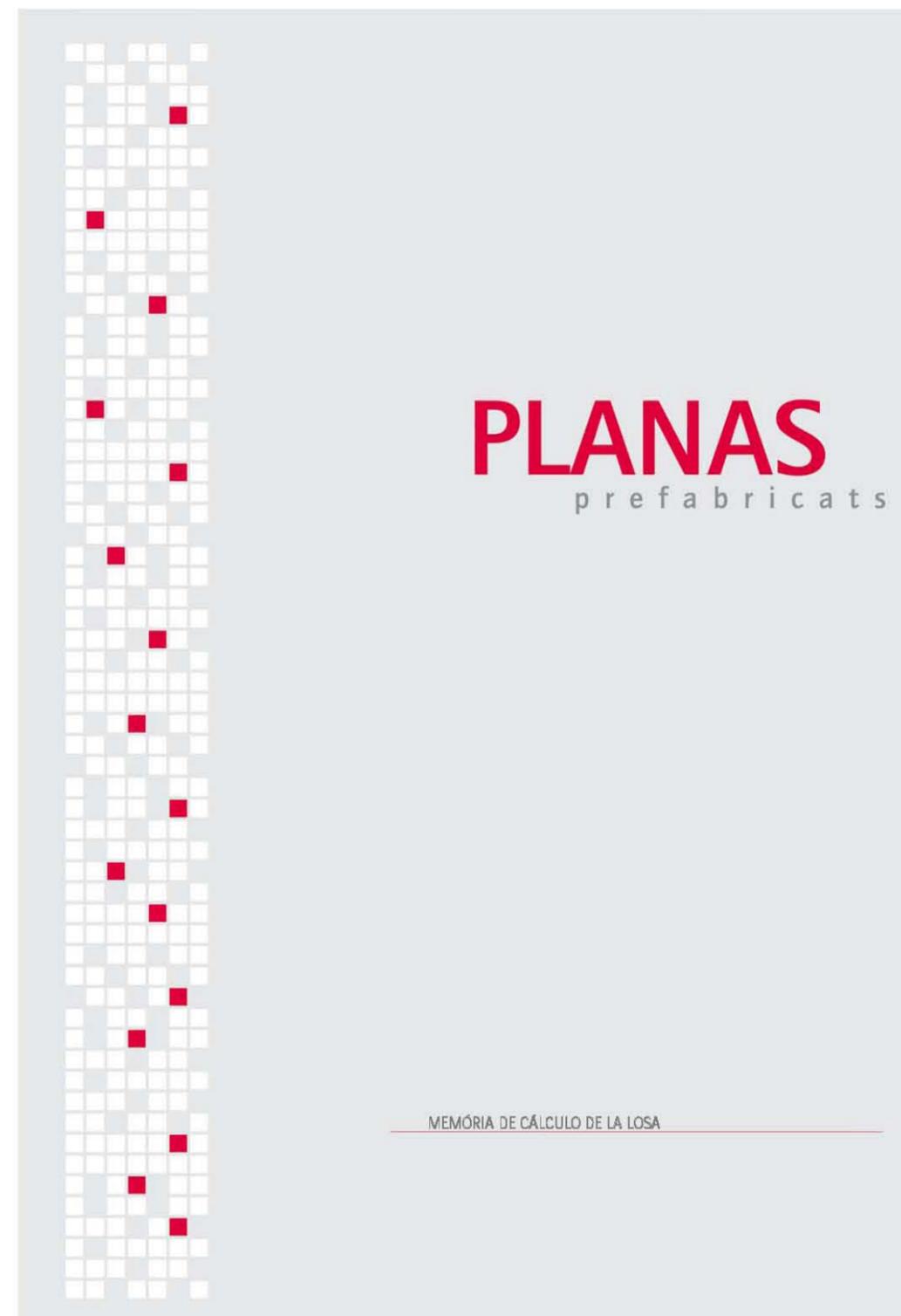
- Armadura mínima vertical en el lado exterior: 1ø6 c/15 cm

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

- Número de barras de refuerzo verticales en el lado exterior (ud/ml) y entre paréntesis la longitud del refuerzo (m):

<u>Barras ø 8 (ud(m))</u>	<u>Barras ø 10 (ud(m))</u>	<u>Barras ø 12 (ud(m))</u>	<u>Barras ø 16 (ud(m))</u>
0,0 (0,00)	0,0 (0,00)	0,0 (0,00)	0,0 (0,00)

- Armadura horizontal en el lado agua: 1ø6 c/15 cm
- Armadura horizontal en el lado exterior: 1ø6 c/15 cm
- Separación en caso de disponer 6 cercos de ø 6 mm: s (m): 0,00
- Separación en caso de disponer 3 cercos de ø 6 mm: s (m): 0,00



**PRELIMINARES AL CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN
DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS
M.PLANAS**

P.1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

P.1.1.- Antecedentes

A petición de *Prefabricats Planas, S.A.U* se elabora esta memoria justificativa del cálculo de la solera de un depósito cilíndrico postensado, resuelto a base de ensamblar un determinado número de paneles prefabricados de hormigón pretensado. La unión pared-solera es del tipo articulación fija, puesto que los paneles apoyan directamente sobre la solera, quedando su movimiento coartado por unas riostras circunferenciales de la propia solera que impiden el desplazamiento radial de los paneles.

P.1.2.- Objetivos

Se diseña y calcula la solera para un depósito cilíndrico postensado. En el caso de que exista cubierta, está apoyará directamente en la coronación del muro. Y el relleno de tierras lo vamos a considerar o no, en función de lo que sea más desfavorable. Se verificarán, todos los aspectos que afecten al dimensionamiento de la solera, siempre de acuerdo con la normativa vigente EHE: prescripciones relativas a los materiales, clase de exposición, comprobaciones resistentes en Estado Límite Último y comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio.

P.2.- DESCRIPCIÓN DE LA SOLERA

Realizada la excavación para la solera, pondremos una capa de 8 cm. de hormigón de limpieza del tipo HM-15. Para evitar las subpresiones del terreno sobre la solera, previamente al hormigón de limpieza habremos dispuesto una capa de gravas o zahorras drenantes

protegidas con geotextil de 20 cm. de espesor, colocando en dicha capa unos tubos dren con salida de los mismos a la arqueta de llaves.

Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá 20 cm. de espesor y estará armada con dos capas de armadura en forma de malla. A la solera se le debe dar una pendiente de al menos el 1% hacia la arqueta de llaves para facilitar las limpiezas. Esta pendiente se debe dar con el hormigón de la solera y no echando un mortero posteriormente.

Tenemos dos opciones diferentes para solucionar la solera:

- Solera de espesor constante. Es la solución que emplearemos para depósitos de pequeña altura (inferior o igual a 5,00 metros).
- Solera con zapata perimetral de mayor canto unida solidariamente al resto de la solera. Se evita la junta de estanqueidad. La continuidad se materializa por medio de una cuña estructural dispuesta a 15º que permite pasar del mayor canto de la zapata al menor espesor de la solera.

En el caso de que existan pilares centrales para soporte de la cubierta, estos tendrán una zapata de mayor canto unida a la solera. A ambos lados del arranque del muro se dispondrá una riostra de medidas 20 cm. (ancho) x 20/15 cm. (alto) que impida el desplazamiento lateral de los paneles prefabricados.

Las medidas de la solera que proponemos serán las siguientes:

ALTURA PANEL: H (m):	PUNTERA LADO TIERRA:p (m):	LONG. ZAPATA PERIM: B (m):	CANTO ZAPATA PERIM: c (m):	CANTO SOLERA: hs (m):	$\sigma_{adm,terreno}$ MÍN. EXIGIDA (kp/cm ²)
3,00	0,30	-	-	0,20	1,5
4,00	0,30	-	-	0,20	1,5
5,00	0,30	-	-	0,20	1,5
6,00	0,40	1,00	0,30	0,20	1,5
7,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
8,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
9,00	0,40	1,00	0,30	0,20	2,0
10,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,0
11,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,5
12,00	0,50	1,20	0,40	0,20	2,5

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Tabla P.2.1.- Dimensiones geométricas de la solera en función de la altura H del depósito.

P.3.- BASES DE CÁLCULO

P.3.1.- Normativa de aplicación y otras recomendaciones empleadas

Se han tenido en cuenta las siguientes normativas de obligado cumplimiento en el estado español:

EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", Comisión Permanente del Hormigón, Madrid 1999.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, Real Decreto 314/2006, Madrid 2006.

NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)", del Ministerio de Fomento, de 27 de septiembre de 2002.

Otras recomendaciones relacionadas con los depósitos que han sido empleadas en el presente trabajo han sido:

BS 8007, "Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids", British Standards Institution, 1987.

Llombart, J.A. y Antón, V., "Depósitos Cilíndricos Pretensados. Consideraciones sobre el Proyecto", Hormigón y Acero n.157, 1985, pp.141-156.

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A. y Morán, F., "Hormigón Armado", Tomo I, G.G. Editorial Gustavo Gili, 12 Ed., Barcelona, 1987, pp.607-664.

P.3.2.- Clase de exposición ambiental

Antes de comenzar el proyecto de una estructura de hormigón, se debe identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cualquier elemento

estructural. La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE (1999) nos lo muestra en su apartado 8.2.

En general, en la solera de los depósitos de agua tendremos que la clase de exposición relativa a la corrosión de las armaduras será la siguiente:

- Cara superior: clase IIa, para depósitos que contengan agua sin cloruros; clase IV, para instalaciones no impermeabilizadas en contacto con el agua que presentan un contenido elevado en cloruros, no relacionados con el ambiente marino; y clase IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc, si el agua contiene sustancias que pueden atacar químicamente al hormigón en grado débil, medio o fuerte respectivamente.
- Cara inferior: clase IIa, corrosión de origen diferente a los cloruros, en presencia de humedad alta.

P.3.3.- Recubrimiento

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

Teniendo en cuenta que la solera en estudio se construirá "in situ", estará sometida a un Control Intenso de Ejecución con auditoria externa y la calidad del hormigón utilizada tendrá una resistencia f_{ck} inferior a los 40 N/mm², los recubrimientos nominales prescritos por la normativa (apartado 37.2.4), que en este caso coincidirán con los mínimos, serán:

- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 5 = 30$ mm (ambiente IIa).
- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 35 + 5 = 40$ mm (ambiente IV).
- Cara superior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 40 + 5 = 45$ mm (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc).
- Cara inferior de la solera: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 5 = 30$ mm (ambiente IIa)

Aunque para simplificar adoptaremos un recubrimiento nominal en todas las caras de la solera de 40 mm, excepto en el caso de que el depósito contenga aguas químicamente agresivas (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc), que entonces el recubrimiento a adoptar será de 45 mm.

P.3.4.- Característiques del hormigón

Siguiendo el apartado 37.3 de la Instrucción EHE relativo a la durabilidad, es necesario construir la solera con un hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. Este valor es el mínimo compatible con los requisitos de durabilidad para la clase de exposición IV, IV+Qa y IV+Qb. Por tanto, en general, la solera de los depósitos se construirá con hormigón del tipo HA-30.

En el caso de que el agua contenida por el depósito fuese químicamente muy agresiva (clase IV+Qc), entonces el hormigón de la solera deberá ser del tipo HA-35.

Y en el caso de que se pueda garantizar que el agua contenida por el depósito nunca contendrá cloruros, se podría plantear construir la solera con hormigón del tipo HA-25.

En los cálculos pueden ser necesarias las siguientes propiedades: módulo de deformación longitudinal y resistencia media a tracción, que se obtienen a través de las expresiones recogidas en el articulado de la EHE.

En concreto, en el artículo 39.6 de la EHE se dice que el módulo instantáneo de deformación longitudinal secante puede tomarse igual a:

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \cdot \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2$$

Por otra parte, para llevar a cabo la verificación de la estructura del depósito frente al estado límite de servicio de fisuración, es necesario conocer la tensión σ_{sr} de la armadura en la sección fisurada en el momento en que se fisura el hormigón. Ello se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra de hormigón más solicitada alcanza el valor de la resistencia media a tracción del hormigón $f_{ct,m}$. Dicho valor, de acuerdo con el artículo 39.1 de la Instrucción EHE puede obtenerse como sigue:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

P.3.5.- Características de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo:

- B 500 S de límite elástico $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

P.3.6.- Acciones

Las acciones básicas que solicitan la solera de un depósito de agua son las siguientes:

- Peso propio de la solera.
- Peso de la pared perimetral del depósito.
- Posible reacción transmitida por la cubierta
- Carga hidrostática sobre la solera y empuje hidrostático contra la pared.
- Carga de tierras sobre la puntera y empuje de tierras contra la pared.
- Postensado de la pared con transmisión de su cortante a la solera.
- Acción térmica, sismo y efectos diferidos (retracción y fluencia).
- Subpresión del agua.

El peso propio es una parte de la carga uniforme q que recibe la solera. Su valor es de:

$$q_s = \gamma_{\text{hormigón}} \cdot h_s$$

siendo $\gamma_{\text{hormigón}}$ el peso específico del hormigón, de valor 25 KN/m^3 , y h_s el espesor de la solera.

El peso de la pared perimetral del depósito tiene un valor de:

$$W_{\text{pared}} = 25 \cdot \frac{h_{\text{máx}} + h_{\text{mín}}}{2} \cdot H$$

siendo $h_{\text{máx}}$ y $h_{\text{mín}}$ los espesores máximo y mínimo del panel prefabricado y H la altura total del mismo.

La cubierta puede aportar una reacción máxima de:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$R_{\text{cubierta}} = (3,3 + 10) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{7,30\text{m}}{2} \cdot 1,0\text{m} = 48,5 \text{ KN/m}$$

La carga hidrostática es una parte de la carga uniforme q que recibe la solera. Su valor es de:

$$q_h(x=0) = q_w = \gamma_w \cdot H_w$$

siendo γ_w el peso específico del agua y H_w la altura de agua. Por otro lado, el empuje hidrostático que solicita la pared provoca un esfuerzo cortante en su base que se transmite a la solera en forma de axil de tracción. Proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el empuje hidrostático} = N_{sh}$$

La carga de tierras es la otra parte de la carga uniforme q que recibe la puntera de la solera. Su valor es de:

$$q_t(x=0) = q_t = \gamma_t \cdot H_t$$

siendo γ_t el peso específico de las tierras y H_t la altura del relleno. Por otro lado, el empuje de tierras que solicita la pared provoca un esfuerzo cortante en su base que se transmite a la solera en forma de axil de compresión. Proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el empuje de tierras} = N_{st}$$

El postensado horizontal de la pared también provoca esfuerzos adicionales de cortante en la base del muro que se transmiten a la solera en forma de axil de compresión. En este caso, proponemos la siguiente nomenclatura:

$$Q_x(x=0) \text{ provocado por el postensado horizontal de la pared} = N_{sp}$$

Vamos a considerar la acción térmica, el sismo y los efectos diferidos en la solera adoptando mayores cuantías geométricas de las armaduras.

Finalmente respecto la subpresión del agua, se adoptarán las medidas más convenientes para evitar que las filtraciones del depósito pasen al terreno de cimentación y generen nuevos esfuerzos sobre la solera.

Los valores de cálculo de las acciones a considerar en el análisis y proyecto de las estructuras de hormigón se obtienen como el producto del valor representativo de la acción por un coeficiente parcial de seguridad. Para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico. En general, también para las acciones accidentales el valor representativo es el valor característico. Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las acciones, el valor representativo es un valor de combinación.

En la tabla 12.1.a de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables a la evaluación de los estados límite últimos (ELU). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en el presente estudio. Se ha supuesto un nivel de control de ejecución intenso.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente (normal)		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Peso de la pared	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Reacción de la cubierta	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Postensado de la pared	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Carga de agua y empuje de agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,50$	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Carga de tierras y empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,50$	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$
Sismo	-----	-----	$\gamma_S = 1,00$	$\gamma_S = 1,00$

Tabla P.3.1.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELU.

Tengamos en cuenta que la Instrucción EHE es muy conservadora en cuanto al valor del coeficiente parcial de seguridad de la carga de agua y empuje del agua. El Eurocódigo 2, Parte 4 (2000), "Depósitos y estructuras de contención" propone emplear un valor de $\gamma_{Qw} = 1,20$, claramente inferior al que usaremos de $\gamma_{Qw} = 1,50$.

Por otra parte, en la tabla 12.2 de la EHE se recogen los valores de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, para las comprobaciones de los estados límite de servicio (ELS). En base a lo expuesto en dicha tabla, se exponen a continuación los coeficientes adoptados en este estudio.

TIPO DE ACCIÓN	Situación (normal)	
	Favorable	Desfavorable
Peso propio	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Peso pared	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Reacción de la cubierta	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Postensado de la pared	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Carga de agua y empuje agua	$\gamma_{Qw} = 0,00$	$\gamma_{Qw} = 1,00$
Carga tierras y empuje tierras	$\gamma_{Qt} = 0,00$	$\gamma_{Qt} = 1,00$

Tabla P.3.2.- Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en ELS.

Por otra parte, los depósitos cilíndricos postensados de *Prefabricats M.Planas* pueden tener un radio máximo de casi 30 metros y un radio mínimo de 3,60 metros. Ello nos permite acotar los valores máximos y mínimos para el esfuerzo cortante de la base que se transmite a la solera en forma de axil. Estudiando los valores de este esfuerzo cortante, se puede elaborar la siguiente tabla:

H_0 (m):	H_t (m):	$N_{sh,máx}$ (KN/m)	$N_{st,máx}$ (KN/m)	$N_{st,mín}$ (KN/m)	$N_{sp,máx}$ (KN/m)	$N_{sp,mín}$ (KN/m)
12,00	12,00	110,54	-70,01	-24,25	-100,50	-36,90
11,00	11,00	101,32	-64,17	-22,23	-92,10	-36,90
10,00	10,00	92,10	-58,33	-20,21	-82,25	-36,83
9,00	9,00	76,14	-48,22	-16,71	-69,57	-33,61
8,00	8,00	67,66	-42,85	-14,85	-60,98	-26,07
7,00	7,00	59,18	-37,48	-12,99	-57,25	-26,07
6,00	6,00	50,72	-32,12	-11,14	-44,29	-26,07
5,00	5,00	38,10	-24,13	-8,38	-33,13	-24,30
4,00	4,00	29,79	-18,87	-6,70	-33,98	-24,30
3,00	3,00	19,93	-12,62	-5,03	-27,82	-24,22

Tabla P.3.3.- Valores del esfuerzo axil que se transmite a la solera en los depósitos cilíndricos postensados de *Prefabricats M.Planas*

Conviene aclarar que para obtener los anteriores valores del esfuerzo axil se ha procedido de la siguiente manera:

- El esfuerzo axil de tracción debido al empuje hidrostático N_{sh} , se ha obtenido calculando el depósito con la altura de agua especificada y con un radio interior de 30,0 metros.
- El esfuerzo axil de compresión debido al empuje de tierras N_{st} , se ha obtenido, en su valor máximo, calculando el depósito con la altura de tierras especificada y con un radio interior de 30,0 metros; y en su valor mínimo, con la misma altura de tierras y un radio interior de 3,60 metros. Esta claro que en el caso de no haber relleno de tierras su valor será nulo.
- El esfuerzo axil de compresión debido al postensado horizontal N_{sp} , se ha obtenido, en su valor máximo, calculando el depósito con la altura de agua especificada y con un radio interior de 30,0 metros; y en su valor mínimo, con la misma altura de agua y un radio interior de 3,60 metros.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.3.7.- Combinación de acciones

De cara al dimensionamiento adecuado de la solera, es necesario establecer la combinación de acciones más desfavorables, que van a influir en el proyecto de este tipo estructural. Cada combinación, en general, está formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes; cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

Proponemos la siguiente combinación de acciones:

i) *Depósito lleno de agua sin tierras:*

$$C1: 1,35 \cdot q_s + 1,35 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot R_{cubierta} + 1,50 \cdot q_{t0} + 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

ii) *Depósito vacío con relleno de tierras:*

$$C2: 1,35 \cdot q_s + 1,35 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot R_{cubierta} + 1,50 \cdot q_t + 1,50 \cdot N_{st,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

$$C3: 1,00 \cdot q_s + 1,00 \cdot W_{pared} + 1,50 \cdot q_t + 1,50 \cdot N_{st,m\acute{i}n} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{i}n}$$

P.3.8.- Modelo de cálculo de la solera

El modelo más simple de comportamiento de la solera es el elástico formulado por Winkler, según el cual, se adopta la hipótesis de que la flecha en un punto es proporcional a la carga actuando sobre el terreno, e independiente de las cargas aplicadas en otras zonas, y donde el coeficiente de proporcionalidad es el módulo de balasto del terreno k. Ello nos permite tratar el suelo como si fueran unos muelles de constante de rigidez vertical $K_x = k \cdot A$, siendo k el módulo de balasto del terreno y A el área de influencia del muelle.

Para poder analizar la solera considerando su interacción con el terreno, deberemos discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1 \text{ t} = 1 \text{ Mp} = 10 \text{ KN}$.

La parte de la solera situada en los extremos, allí donde hay la puntera, el relleno de tierras y el muro vertical, también será calculada con el método convencional de cálculo de zapatas, a fin de poder precisar con mayor exactitud el valor de la tensión sobre el terreno de cimentación.

P.3.9.- Estudio del sismo

El sismo es una acción accidental que provoca un incremento en el valor de los empujes del agua y tierras contra el muro. Es decir, que se incrementarían los valores de los ejes de tracción y compresión N_{sh} y N_{st} .

Aunque conviene tener en cuenta, tal como hemos visto en el apartado anterior, que la consideración del sismo lleva asociado reducir los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, con lo que en el caso del estudio de soleras su efecto es poco importante, y en general, ocurre que el sismo no es la combinación de acciones más desfavorable.

P.4.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN SIMPLE

P.4.1.- Evaluación del Estado Límite Último de Flexión Simple

Con la discretización de la solera en una estructura de nudos y barras apoyada sobre el terreno y sometida a las combinaciones de acciones especificadas en el apartado P.3.7, se obtendrá el valor del momento flector mayor. Conocido este, se dimensionará la armadura por medio del diagrama parábola rectángulo.

P.4.2.- Armadura mínima en la solera

La armadura mínima a disponer en losas según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE, referente a cuantías geométricas mínimas es:

$$A_{\text{mín,losas}} = \frac{1,8}{1000} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 1,80 \text{ cm}^2.$$

Sin embargo, en el caso particular de depósitos, con sus necesidades de estanqueidad, y al tratarse la solera de un elemento de hormigón armado no pretensado, deberíamos seguir las recomendaciones de Jiménez Montoya et al (1987) para hacer la siguiente propuesta de cuantías mínimas:

i) Para zapata perimetral de canto 40 cm:

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 8,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

ii) Para zapata perimetral de canto 30 cm:

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,zapata}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

iii) Para la solera central de canto 20 cm:

$$A_{\text{mín,solera}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mín,solera}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

P.5.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE ESFUERZO CORTANTE

P.5.1.- Evaluación del Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Con la discretización de la solera en una estructura de nudos y barras apoyada sobre el terreno y sometida a las combinaciones de acciones especificadas en el apartado P.3.7, se obtendrá el valor del esfuerzo cortante mayor. Conocido este, se dimensionará la armadura de cercos necesaria, aunque interesará evitarlos, asegurando que el hormigón ya es capaz de absorber el esfuerzo cortante por sí solo.

Recordemos que la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es, según EHE:

$$V_{cu} = (0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}) b_0 \cdot d \text{ (en N/m)}$$

siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ siendo } d \text{ el canto útil de la sección en mm.}$$

$$\rho_l: \text{ cuantía geométrica armadura long traccionada; } \rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} (< 0,02)$$

f_{ck} : resistencia característica expresada en N/mm².

b_0 : ancho unitario de la sección en mm.

d : canto útil en mm.

P.6.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE TRACCIÓN SIMPLE

P.6.1.- Evaluación del Estado Límite Último de tracción simple

Los esfuerzos de tracción se originan en la solera como consecuencia de la presión hidrostática contra las paredes. De hecho, al tratarse de una estructura con las paredes apoyadas, el esfuerzo de cortante en su base se transmite en forma de axil de tracción a la solera.

El esfuerzo de tracción simple en este Estado Límite Último será:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x}$$

Y la manera de tratarlo, en depósitos de hormigón armado, es adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero, que se fija en:

- $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc
- $\sigma_s = 130 \text{ N/mm}^2$ para los ambientes IIa ó IV

La armadura obtenida deberá sumarse a la obtenida con el Estado Límite de flexión.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

P.7.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN

P.7.1.- Preliminares

Se trata de un Estado Límite de Servicio, que en el caso de los depósitos adquiere una enorme trascendencia, ya que de su correcto cumplimiento depende la funcionalidad y durabilidad del mismo.

Respecto a la fisuración por solicitaciones de tracción, EHE nos obliga a satisfacer la inecuación:

$$w_k \leq w_{\text{máx}}$$

siendo:

w_k la abertura característica de fisura.

$w_{\text{máx}}$ la abertura máxima de fisura permitida.

P.7.2.- Cálculo de la abertura característica de fisura w_k

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

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

siendo:

β : coeficiente del cuantil 95% en la distribución gaussiana de anchos de fisura, que vale 1,64

s_m : separación media entre fisuras, en mm:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c, \text{eficaz}}}{A_{s, \text{eficaz}}}$$

con:

c : espesor del recubrimiento, en mm.

s : separación entre ejes de barras, en mm. Si $s > 15\phi$ se introduce en la fórmula $s = 15\phi$.

k_1 : coeficiente que vale 0,125 para flexión simple.

ϕ : diámetro de las barras en mm. Si se emplean barras de distintos diámetros, se toma el diámetro de la mayor.

$A_{c, \text{eficaz}}$: área de hormigón allí donde las barras influyen en la abertura de fisuras:

Si $s \leq 15\phi$, entonces $A_{c, \text{eficaz}} = b(\text{ancho unitario}) \cdot h_g/4$

Si $s > 15\phi$, entonces $A_{c, \text{eficaz}} = 15\phi \cdot h_g/4$

$A_{s, \text{eficaz}}$: área total de las armaduras situadas dentro del área $A_{c, \text{eficaz}}$.

ε_{sm} : alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,88 \cdot d \cdot A_s}$$

E_s : módulo de deformación longitudinal de las barras de acero; $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$.

k_2 : coeficiente de valor 0,5 (pues las cargas son de larga duración).

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

con:

M_k : momento flector por unidad de anchura bajo la combinación para la que se comprueba la fisuración.

d : canto útil de la sección; $d = h_g - c - \phi/2$

A_s : área total de la armadura de tracción existente en el ancho unitario de cálculo.

b : ancho unitario de la sección de la solera.

h_g : canto total de la solera.

f_{ctm} : resistencia media a tracción del hormigón, en N/mm^2 ;

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

P.7.3.- Evaluación de la abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

El ancho máximo de fisura permitido por la Instrucción EHE en el caso de elementos estructurales de hormigón armado es el siguiente:

- Elementos de hormigón armado en ambiente IIa (agua sin cloruros): $w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm.
- Elementos de hormigón armado en ambiente IV (agua con cloruros): $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm.
- Elementos de hormigón armado en ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (agua con sustancias químicas agresivas): $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm.

A pesar de todo, la propia Instrucción aclara que los casos de estanqueidad no están contemplados. Por tanto, se hace necesario seguir las recomendaciones que figuran en la mayor parte de tratados de depósitos y preconizadas por los especialistas en el tema.

Así, para Jiménez Montoya et al (1987), en los depósitos de hormigón armado sometidos a alternancias humedad-sequedad, o expuestos a heladas o agentes agresivos, la abertura máxima de fisuras debe limitarse a $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm. En depósitos permanentemente sumergidos puede admitirse $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm.

Para la norma británica BS 8007 (1987), cuando la superficie del depósito de hormigón armado esté expuesta a unas condiciones muy severas debe diseñarse para una abertura máxima de fisura de 0,2 mm. Mientras que en los casos de apariencia estética crítica, donde se consideren inaceptables la eflorescencia y oxidación de la superficie, se adoptará una abertura máxima de fisura de 0,1 mm.

Todo ello, nos lleva a plantear las siguientes consideraciones:

- $w_{m\acute{a}x} = 0,1$ mm. para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc.
- $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para los ambientes IIa ó IV.

Ahora bien, el apartado 49.2.4 de la Instrucción EHE deja claro que la fisuración debe comprobarse para los elementos de hormigón armado bajo la combinación de acciones cuasipermanentes. Pero en soleras, los máximos momentos flectores se darán en el caso de depósito vacío y máximo relleno de tierras, que no es una combinación de acciones cuasipermanentes. Por tanto, debido a esto y a todo lo expuesto anteriormente, proponemos adoptar para la fisuración de la solera, sea cual sea el ambiente, un valor de la abertura máxima de fisura permitida de:

- $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para la solera y en todos los ambientes.

P.8.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE CORTE-FRICCIÓN EN LA RIOSTRA**P.8.1.- Preliminares**

Este Estado Límite se produce en la riostra perimetral de la solera. Recordemos que esta riostra ayuda a evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son de:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.
- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

P.8.2.- Cálculo

El máximo esfuerzo cortante directo que sufre la riostra es en el caso del depósito de mayor altura, con un valor de:

$$V_d = 1,50 \cdot N_{st,m\acute{a}x} + 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 1,50 \cdot 70,01 + 1,00 \cdot 100,50 = 205,5 \text{ KN/m} = 205.500 \text{ N/m.}$$

Y el apartado 47.2 de la Instrucción EHE propone:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$V_d \leq \beta \cdot f_{ct,d} \cdot A_c + \mu \cdot (P + \sum A_s \cdot f_{yd})$$

$$A_s = \frac{V_d - \beta \cdot f_{ct,d} \cdot A_c - \mu \cdot P}{\mu \cdot f_{yd}}$$

siendo:

β : coeficiente que depende del tipo de superficie, que cuando es baja vale 0,2.

μ : coeficiente que depende del tipo de superficie, que cuando es baja vale 0,6.

$f_{ct,d}$: resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta:

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,30 \cdot \sqrt{f_{ck}^2}}{1,50} = \frac{0,30 \cdot \sqrt{30^2}}{1,50} = 1,93 \text{ N/mm}^2$$

A_c : área de la sección: $1,0 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} = 0,20 \text{ m}^2 = 200.000 \text{ mm}^2$.

P: fuerza externa de cálculo normal al plano de la junta: 0 KN.

f_{yd} : resistencia de cálculo de las armaduras transversales: 400 N/mm².

$$\rightarrow A_s = \frac{205500 - 0,2 \cdot 1,93 \cdot 200000 - 0}{0,6 \cdot 400} = 535 \text{ mm}^2 = 5,35 \text{ cm}^2 = 5\phi 12 < 1 \text{ horquilla en forma}$$

de $\cap \phi 12c/15cm + 2\phi 10$ en coronación riostra + $2\phi 10$ en base riostra

P.9.- CONCLUSIÓN

Con todo lo expuesto en los anteriores *Preliminares*, así como en el siguiente estudio de la solera para la altura de agua en particular, se considera que el cálculo de la solera para un depósito cilíndrico postensado de "Prefabricats M.Planas" se encuentra perfectamente justificado, y el ingeniero que abajo suscribe tiene el honor de elevarlo a la consideración de la superioridad competente.

A Santa Coloma de Farners,

Jordi Quera Miró

Ingeniero de caminos, canales y puertos (Colegiado número: 6.513)

**CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO
DE PREFABRICATS M.PLANAS CON UNA ALTURA DE H=5,00 M.**

1.- Dimensiones geométricas de la solera del depósito

Para un depósito de altura H=5,00 metros, proponemos una solera con las siguientes dimensiones geométricas:

- Longitud de la puntera en el lado tierras: $p = 0,30$ m.
- Longitud total de la zapata perimetral: No hay zapata.
- Canto de la zapata perimetral: No hay zapata.
- Ángulo de transición entre la zapata perimetral y la solera: No hay zapata.
- Canto de la solera: $h_s = 0,20$ m.
- Dimensiones de las dos riostras perimetrales: 0,20 m (ancho) x 0,20/0,15 m (alto).
- Mínima tensión admisible que es necesario que tenga el terreno de cimentación:
 $\sigma_{adm,terreno} = 1,5$ kp/cm².

2.- Recubrimiento de las armaduras

Proponemos un recubrimiento nominal de 40 mm. en todas las caras de la solera.
En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente agresiva (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc) el valor del recubrimiento será de 45 mm.

3.- Tipo de hormigón

La solera se construirá con un hormigón del tipo HA-30 ($f_{ck} = 30$ N/mm²).
En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente muy agresiva (ambiente IV+Qc) se empleará un hormigón del tipo HA-35 ($f_{ck} = 35$ N/mm²).

4.- Tipo de armaduras pasivas

La solera se armará con barras de acero corrugado del tipo B 500 S ($f_{yk} = 500$ N/mm²).

5.- Abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

Se acepta en las dos caras de la solera una abertura de fisura máxima de $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para cualquier tipo de ambiente.

6.- Discretización de la solera

Para poder calcular los esfuerzos que sufre la solera es necesario discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles, que por medio del coeficiente de balasto, simbolizan el terreno.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1\ t = 1\ Mp = 10\ KN$.

6.1.- Coordenadas de los nudos

1(0,00;0,00)	10(4,50;0,00)	19(9,00;0,00)	28(13,50;0,00)
2(0,50;0,00)	11(5,00;0,00)	20(9,50;0,00)	29(14,00;0,00)
3(1,00;0,00)	12(5,50;0,00)	21(10,00;0,00)	30(14,50;0,00)
4(1,50;0,00)	13(6,00;0,00)	22(10,50;0,00)	31(15,00;0,00)
5(2,00;0,00)	14(6,50;0,00)	23(11,00;0,00)	32(15,50;0,00)
6(2,50;0,00)	15(7,00;0,00)	24(11,50;0,00)	
7(3,00;0,00)	16(7,50;0,00)	25(12,00;0,00)	
8(3,50;0,00)	17(8,00;0,00)	26(12,50;0,00)	
9(4,00;0,00)	18(8,50;0,00)	27(13,00;0,00)	

6.2.- Características mecánicas de las barras

El módulo de deformación del hormigón puede tomarse de valor:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2 = 2.857.679 \text{ t/m}^2$$

El área e inercia de las barras son:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

BARRA	LONGITUD (m)	CANTO (m)	ÀREA (m ²)	INERCIA (m ⁴)	INERCIA x10.000
1 a 31	1,00	0,20	0,20	0,000667	6,67

Tabla 6.1.- Características mecánicas de las barras en la discretización de la solera

6.3.- Coacciones de los nudos

El terreno de cimentación es de una calidad media, con lo que adoptaremos un coeficiente de balasto de $C=2.500 \text{ t/m}^3$.

NUDO	LONGITUD EFECTIVA (m)	ÁREA EFECTIVA (m ²)	CONSTANTE DEL MUELLE (t/m)
1 a 32	0,50	0,50	1.250

Tabla 6.2.- Constante de rigidez de los muelles verticales que simulan el terreno de cimentación

6.4.- Hipótesis de carga

H1: Peso propio de la solera

Adoptamos un peso específico del hormigón de $\gamma_{\text{hormigón}} = 2,50 \text{ t/m}^3$ para las barras 1 a 31.

H2: Peso de la pared perimetral del depósito

$$W_{\text{pared}} = 2,50 \cdot \frac{0,14 + 0,165}{2} \cdot 5,00 = 1,90 \text{ t. en el nudo 2.}$$

H3: Reacción transmitida por la cubierta

$$R_{\text{cubierta}} = 4,85 \text{ t. en nudo 2.}$$

H4: Carga hidrostática sobre la solera

$$q_{\omega} = 1,00 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 5,00 \text{m} \cdot 1,00 \text{m} = 5,00 \text{ t/m en barras 2 a 31.}$$

H5 : Empuje hidrostático máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de tracción

$$N_{\text{sh,máx}} = 3,8 \text{ t en nudos 1 y 32.}$$

H6 : Carga de tierras sobre la puntera

$$q_t = 1,90 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 5,00 \text{m} \cdot 1,00 \text{m} = 9,50 \text{ t/m en barra 1.}$$

H7 : Empuje de tierras máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{st,máx}} = 2,4 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H8 : Empuje de tierras mínimo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{st,min}} = 0,8 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H9: Postesado máximo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{sp,máx}} = 3,3 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H10: Postesado mínimo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{\text{sp,min}} = 2,4 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

6.5.- Combinación lineal de las hipótesis de carga

i) Depósito lleno de agua sin tierras:

$$C1: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H4 + 1,50 \cdot H5 + 1,00 \cdot H9$$

ii) Depósito vacío con relleno de tierras:

$$C2: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H7 + 1,00 \cdot H9$$

$$C3: 1,00 \cdot H1 + 1,00 \cdot H2 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H8 + 1,00 \cdot H10$$

7.- Estado Límite Último de Flexión Simple

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo momento flector es de:

i) En la zona de la solera debajo del muro perimetral (cara inferior solera):

$$M_d = +2,247 \text{ mt/m (barra 1)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,247}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,050 \rightarrow \omega_{\min} = 0,052$$

$$A_{\text{flexsoleramuro}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,052 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,59 \text{ cm}^2 \text{ (cara inferior solera).}$$

ii) En el resto de la solera (cara superior solera):

$$M_d = -2,344 \text{ mt/m (barra 4)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,344}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,052 \rightarrow \omega = 0,055$$

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,055 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,80 \text{ cm}^2 \text{ (cara superior solera).}$$

En cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la solera central, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínsolera(1)}} = 0,0020 \cdot 100 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínsolera(2)}} = 0,0015 \cdot 100 \text{cm} \cdot 20 \text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

8.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo esfuerzo cortante es de:

$$V_d = 6,693 \text{ t/m (barra 1)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{150}} \right) \sqrt[3]{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 0,79}{100 \cdot 15} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 150 \cdot \frac{1}{10.000} = 8,5 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

9.- Estado Límite Último de tracción simple

El esfuerzo de tracción simple que sufre la solera es de:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 2,40 \text{ t/m}$$

Y la armadura que obtenemos, que deberá sumarse a la obtenida en el estado límite de flexión con el depósito lleno de agua es de:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$A_{\text{tracció(1)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 2,40t}{2 \cdot 1t/cm^2} = 1,20 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{tracció(2)}} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 2,40t}{2 \cdot 1,30t/cm^2} = 0,92 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

10.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Calcularemos la armadura necesaria para cumplir la fisuración con la consideración de $w_{\text{máx}} = 0,2$ mm. en cualquier ambiente.

Y con las hojas de cálculo adjuntas obtenemos:

i) *En la zona de la solera debajo del muro perimetral (cara inferior solera):*

- $A_{\text{fissoleramuro}} = 3,59 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

ii) *En el resto de la solera (cara superior solera):*

- $A_{\text{fissolera}} = 3,68 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

11.- Resumen de armaduras

i) *En el conjunto de la solera*

i.1) Armadura principal radial en la cara superior de la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,solera(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsolera}}; A_{\text{minsolera(1)}}; A_{\text{fissolera}}) + A_{\text{tracció(1)}} = \text{máx}(3,80 \text{ cm}^2; 4,0 \text{ cm}^2; 3,68 \text{ cm}^2) + 1,20 \text{ cm}^2 = 5,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,solera(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsolera}}; A_{\text{minsolera(2)}}; A_{\text{fissolera}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(3,80 \text{ cm}^2; 3,0 \text{ cm}^2; 3,68 \text{ cm}^2) + 0,92 \text{ cm}^2 = 4,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

i.2) Armadura principal radial en la cara inferior de la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,solera(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsoleramuro}}; A_{\text{minsolera(1)}}; A_{\text{fissoleramuro}}) + A_{\text{tracció(1)}} = \text{máx}(3,59 \text{ cm}^2; 4,0 \text{ cm}^2; 3,59 \text{ cm}^2) + 1,20 \text{ cm}^2 = 5,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,solera(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexsoleramuro}}; A_{\text{minsolera(2)}}; A_{\text{fissoleramuro}}) + A_{\text{tracció(2)}} = \text{máx}(3,59 \text{ cm}^2; 3,0 \text{ cm}^2; 3,59 \text{ cm}^2) + 0,92 \text{ cm}^2 = 4,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

i.3) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la solera:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{circun,solera(cara superior)}} = A_{\text{minsolera(1)}} = 4,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 12 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{circun,solera(cara inferior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{circun,solera(cara superior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{circun,solera(cara inferior)}} = A_{\text{minsolera(2)}} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

ii) *Armadura en las riostras perimetrales de la solera*

Tal como hemos visto anteriormente, a ambos lados de la pared del depósito se dispone una riostra perimetral de hormigón "in situ" unida con la solera, para evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.

- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

Y su armadura será:

1 horquilla en forma de $\cap \phi 12c/15cm + 2\phi 10$ en coronación riostra + $2\phi 10$ en base riostra

CÁLCULO DE LA SOLERA PARA UN DEPÓSITO CILÍNDRICO POSTENSADO DE PREFABRICATS M.PLANAS CON UNA ALTURA DE H=7,00 M.

1.- Dimensiones geométricas de la solera del depósito

Para un depósito de altura H=7,00 metros, proponemos una solera con las siguientes dimensiones geométricas:

- Longitud de la puntera en el lado tierras: $p = 0,40$ m.
- Longitud total de la zapata perimetral: $B = 1,00$ m.
- Canto de la zapata perimetral: $c = 0,30$ m.
- Ángulo de transición entre la zapata perimetral y la solera: 15° .
- Canto del resto de solera: $h_s = 0,20$ m.
- Dimensiones de las dos riostras perimetrales: $0,20$ m (ancho) x $0,20/0,15$ m (alto).
- Mínima tensión admisible que es necesario que tenga el terreno de cimentación:
 $\sigma_{adm,terreno} = 2,0$ kp/cm².

2.- Recubrimiento de las armaduras

Proponemos un recubrimiento nominal de 40 mm. en todas las caras de la solera.

En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente agresiva (ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc) el valor del recubrimiento será de 45 mm.

3.- Tipo de hormigón

La solera se construirá con un hormigón del tipo HA-30 ($f_{ck} = 30$ N/mm²).

En el caso de que el agua contenida por el depósito sea químicamente muy agresiva (ambiente IV+Qc) se empleará un hormigón del tipo HA-35 ($f_{ck} = 35$ N/mm²).

4.- Tipo de armaduras pasivas

La solera se armará con barras de acero corrugado del tipo B 500 S ($f_{yk} = 500$ N/mm²).

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

5.- Abertura máxima de fisura permitida $w_{m\acute{a}x}$

Se acepta en las dos caras de la solera una abertura de fisura máxima de $w_{m\acute{a}x} = 0,2$ mm. para cualquier tipo de ambiente.

6.- Discretización de la solera

Para poder calcular los esfuerzos que sufre la solera es necesario discretizarla en una estructura de nudos y barras apoyada sobre unos muelles, que por medio del coeficiente de balasto, simbolizan el terreno.

Haremos uso de un programa de pórticos planos convencional llamado "Plan" que utiliza el sistema de unidades clásico de toneladas y metros, con lo que será necesario hacer la conversión de: $1 \text{ t} = 1 \text{ Mp} = 10 \text{ KN}$.

6.1.- Coordenadas de los nudos

1(0,00;0,00)	10(4,50;0,00)	19(9,00;0,00)	28(13,50;0,00)
2(0,50;0,00)	11(5,00;0,00)	20(9,50;0,00)	29(14,00;0,00)
3(1,00;0,00)	12(5,50;0,00)	21(10,00;0,00)	30(14,50;0,00)
4(1,50;0,00)	13(6,00;0,00)	22(10,50;0,00)	31(15,00;0,00)
5(2,00;0,00)	14(6,50;0,00)	23(11,00;0,00)	32(15,50;0,00)
6(2,50;0,00)	15(7,00;0,00)	24(11,50;0,00)	
7(3,00;0,00)	16(7,50;0,00)	25(12,00;0,00)	
8(3,50;0,00)	17(8,00;0,00)	26(12,50;0,00)	
9(4,00;0,00)	18(8,50;0,00)	27(13,00;0,00)	

6.2.- Características mecánicas de las barras

El módulo de deformación del hormigón puede tomarse de valor:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \sqrt[3]{30 + 8} = 28.576,79 \text{ N/mm}^2 = 2.857.679 \text{ t/m}^2$$

El área e inercia de las barras son:

BARRA	LONGITUD (m)	CANTO (m)	ÁREA (m ²)	INERCIA (m ⁴)	INERCIA x10.000
1,2	1,00	0,30	0,30	0,00225	22,50
3	1,00	0,25	0,25	0,00130	13,00
4 a 31	1,00	0,20	0,20	0,000667	6,67

Tabla 6.1.- Características mecánicas de las barras en la discretización de la solera

6.3.- Coacciones de los nudos

El terreno de cimentación es de una calidad buena, con lo que adoptaremos un coeficiente de balasto de $C=3.000 \text{ t/m}^3$.

NUDO	LONGITUD EFECTIVA (m)	ÁREA EFECTIVA (m ²)	CONSTANTE DEL MUELLE (t/m)
1 a 32	0,50	0,50	1.500

Tabla 6.2.- Constante de rigidez de los muelles verticales que simulan el terreno de cimentación

6.4.- Hipótesis de carga

H1: Peso propio de la solera

Adoptamos un peso específico del hormigón de $\gamma_{\text{hormigón}} = 2,50 \text{ t/m}^3$ para las barras 1 a 31.

H2: Peso de la pared perimetral del depósito

$$W_{\text{pared}} = 2,50 \cdot \frac{0,17 + 0,195}{2} \cdot 7,00 = 3,19 \text{ t. en el nudo 2.}$$

H3: Reacción transmitida por la cubierta

$$R_{\text{cubierta}} = 4,85 \text{ t. en nudo 2.}$$

H4: Carga hidrostática sobre la solera

$$q_{\omega} = 1,00 \frac{t}{m^3} \cdot 7,00m \cdot 1,00m = 7,00 \text{ t/m en barras 2 a 31.}$$

H5 : Empuje hidrostático máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de tracción

$$N_{sh,m\acute{a}x} = 5,9 \text{ t en nudos 1 y 32.}$$

H6 : Carga de tierras sobre la puntera

$$q_t = 1,90 \frac{t}{m^3} \cdot 7,00m \cdot 1,00m = 13,30 \text{ t/m en barra 1.}$$

H7 : Empuje de tierras máximo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{st,m\acute{a}x} = 3,7 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H8 : Empuje de tierras mínimo contra la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{st,m\acute{i}n} = 1,3 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H9: Postesado máximo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{sp,m\acute{a}x} = 5,7 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

H10: Postesado mínimo de la pared que se transmite a la solera en forma de axil de compresión

$$N_{sp,m\acute{i}n} = 2,6 \text{ t/m en nudos 1 y 32}$$

6.5.- Combinación lineal de las hipótesis de carga

i) Depósito lleno de agua sin tierras:

$$C1: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H4 + 1,50 \cdot H5 + 1,00 \cdot H9$$

ii) Depósito vacío con relleno de tierras:

$$C2: 1,35 \cdot H1 + 1,35 \cdot H2 + 1,50 \cdot H3 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H7 + 1,00 \cdot H9$$

$$C3: 1,00 \cdot H1 + 1,00 \cdot H2 + 1,50 \cdot H6 + 1,50 \cdot H8 + 1,00 \cdot H10$$

7.- Estado Límite Último de Flexión Simple

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo momento flector es de:

i) En la zona de la zapata perimetral:

$$M_d = +2,893 \text{ mt/m (barra 1)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,893}{1,00 \cdot (0,30 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,023 \rightarrow \omega_{\min} = 0,04$$

$$A_{flexzapata} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 1,00 \cdot (0,30 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 4,60 \text{ cm}^2 \text{ (ambas caras zapata).}$$

ii) En el arranque de la solera central:

$$M_d = -2,885 \text{ mt/m (barra 4)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,885}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3000}{1,50}} = 0,064 \rightarrow \omega = 0,068$$

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,068 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 4,69 \text{ cm}^2 \text{ (cara superior solera).}$$

Esta armadura deberá alargarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

iii) En el resto de la solera central:

$$M_d = -2,259 \text{ mt/m (barra 5)}$$

Lo que supone una necesidad de armadura de:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,259}{1,00 \cdot (0,20 - 0,05)^2 \cdot \frac{3.000}{1,50}} = 0,050 \rightarrow \omega = 0,052$$

$$A_{\text{flexsolera}} = \frac{\omega b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,052 \cdot 1,00 \cdot (0,20 - 0,05) \cdot \frac{3.000}{1,50}}{\frac{50.000}{1,15}} \cdot 10.000 = 3,59 \text{ cm}^2 \text{ (en cara superior solera).}$$

En cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la zapata perimetral, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínzapata(1)}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínzapata(2)}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

Y en cuanto a las armaduras mínimas a disponer en la solera central, según el apartado P.4.2, adoptaremos:

$$A_{\text{mínsolera(1)}} = 0,0020 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{mínsolera(2)}} = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

8.- Estado Límite Último de esfuerzo cortante

Una vez calculada la solera con el programa de pórticos planos obtenemos que el máximo esfuerzo cortante es de:

i) En la zona de la zapata perimetral:

$$V_d = 8,701 \text{ t/m (barra 1)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 1,13}{100 \cdot 25} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 250 \cdot \frac{1}{10.000} = 11,8 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

ii) En la zona de la solera central:

$$V_d = 4,052 \text{ t/m (barra 4)}$$

Que puede ser absorbido por el hormigón solo, puesto que:

$$V_{cu} = \left(0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{150}} \right) \cdot \sqrt{100 \cdot \frac{6,667 \cdot 0,79}{100 \cdot 15} \cdot 30} \right) \cdot 1000 \cdot 150 \cdot \frac{1}{10.000} = 8,5 \text{ t/m}$$

Y al ser $V_d \leq V_{cu} \rightarrow$ No precisamos armadura de cercos!!

9.- Estado Límite Último de tracción simple

El esfuerzo de tracción simple que sufre la solera es de:

$$N_d = 1,50 \cdot N_{sh,m\acute{a}x} - 1,00 \cdot N_{sp,m\acute{a}x} = 3,15 \text{ t/m}$$

Y la armadura que obtenemos, que deberá sumarse a la obtenida en el estado límite de flexión con el depósito lleno de agua es de:

$$A_{\text{tracció}(1)} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 3,15t}{2 \cdot 1t/cm^2} = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc)}$$

$$A_{\text{tracció}(2)} = \frac{1 \cdot N_d}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1 \cdot 3,15t}{2 \cdot 1,30t/cm^2} = 1,21 \text{ cm}^2 \text{ (para los ambientes IIa ó IV)}$$

10.- Estado Límite de Servicio de fisuración

Calcularemos la armadura necesaria para cumplir la fisuración con la consideración de $w_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$. en cualquier ambiente.

Y con las hojas de cálculo adjuntas obtenemos:

- i) *En la zona de la zapata perimetral:*
 - $A_{\text{fiszapata}} = 3,79 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.
- ii) *En el arranque de la solera central:*
 - $A_{\text{fisarranquesolera}} = 5,33 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.
- iii) *En el resto de la solera central:*
 - $A_{\text{fissolera}} = 3,60 \text{ cm}^2$ para cumplir con la fisuración establecida.

11.- Resumen de armaduras

- i) *En la zona de la zapata perimetral:*

i.1) Armadura principal radial superior e inferior en la zapata perimetral:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{rad,zapata(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata}(1)}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció}(1)} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 6,0 \text{ cm}^2; 3,79 \text{ cm}^2) + 1,58 \text{ cm}^2 = 7,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 15 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{rad,zapata(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata}(2)}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció}(2)} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,79 \text{ cm}^2) + 1,21 \text{ cm}^2 = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{rad,zapata(cara superior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata}(2)}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció}(2)} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,79 \text{ cm}^2) + 1,21 \text{ cm}^2 = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara superior).}$$

$$A_{\text{rad,zapata(cara inferior)}} = \text{máx}(A_{\text{flexzapata}}; A_{\text{minzapata}(2)}; A_{\text{fiszapata}}) + A_{\text{tracció}(2)} = \text{máx}(4,60 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2; 3,79 \text{ cm}^2) + 1,21 \text{ cm}^2 = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi12 \text{ cada } 19 \text{ cm}} \text{ (cara inferior).}$$

i.2) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la zapata perimetral:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$$A_{\text{circun,zapata(cara superior)}} = A_{\text{minzapata}(1)} = 6,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 13 \text{ cm}} \text{ (cara superior)}$$

$$A_{\text{circun,zapata(cara inferior)}} = A_{\text{minzapata}(2)} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior)}$$

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$$A_{\text{circun,zapata(cara superior)}} = A_{\text{minzapata}(2)} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara superior)}$$

$$A_{\text{circun,zapata(cara inferior)}} = A_{\text{minzapata}(2)} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 17 \text{ cm}} \text{ (cara inferior)}$$

- ii) *En el arranque de la solera central:*

ii.1) Armadura principal radial superior en el arranque de la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

$A_{rad,arraquesolera(cara superior)} = \max(A_{flexarraquesolera}; A_{fisarraquesolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(1)} + A_{tracció(1)}) = \max(4,69 \text{ cm}^2; 5,33 \text{ cm}^2) \text{ ó } (4,0+1,58) \text{ cm}^2 = 5,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 14 \text{ cm}}$ (cara superior).
Deberá prolongarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{rad,arraquesolera(cara superior)} = \max(A_{flexarraquesolera}; A_{fisarraquesolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = \max(4,69 \text{ cm}^2; 5,33 \text{ cm}^2) \text{ ó } (3,0+1,21) \text{ cm}^2 = 5,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 15 \text{ cm}}$ (cara superior).
Deberá prolongarse hasta 2,0 metros más allá del eje del muro).

ii.2) Armadura principal radial inferior en el arranque de la solera central:

Se trata del mismo caso general que planteamos en el siguiente apartado iii).

ii.3) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en el arranque de la solera central:

Se trata del mismo caso general que planteamos en el siguiente apartado iii).

iii) En la zona de la solera central:

iii.1) Armadura principal radial superior e inferior en la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$A_{rad,solera(cara superior)} = \max(A_{flexsolera}; A_{fissolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(1)} + A_{tracció(1)}) = \max(3,59 \text{ cm}^2; 3,60 \text{ cm}^2) \text{ ó } (4,0+1,58) \text{ cm}^2 = 5,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 14 \text{ cm}}$ (cara superior).

$A_{rad,solera(cara inferior)} = (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = (3,0+1,21) \text{ cm}^2 = 4,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 18 \text{ cm}}$ (cara inferior).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{rad,solera(cara superior)} = \max(A_{flexsolera}; A_{fissolera}) \text{ ó } (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = \max(3,59 \text{ cm}^2; 3,60 \text{ cm}^2) \text{ ó } (3,0+1,21) \text{ cm}^2 = 4,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 18 \text{ cm}}$ (cara superior).

$A_{rad,solera(cara inferior)} = (A_{minsolera(2)} + A_{tracció(2)}) = (3,0+1,21) \text{ cm}^2 = 4,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi10 \text{ cada } 18 \text{ cm}}$ (cara inferior).

iii.2) Armadura circunferencial de reparto superior e inferior en la solera central:

- En el caso de ambientes IV+Qa, IV+Qb ó IV+Qc (aguas químicamente agresivas):

$A_{circun,solera(cara superior)} = A_{minsolera(1)} = 4,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 12 \text{ cm}}$ (cara superior).

$A_{circun,solera(cara inferior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}}$ (cara inferior).

- En el caso de ambientes IIa ó IV (aguas sin o con cloruros):

$A_{circun,solera(cara superior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}}$ (cara superior).

$A_{circun,solera(cara inferior)} = A_{minsolera(2)} = 3,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\phi8 \text{ cada } 16 \text{ cm}}$ (cara inferior).

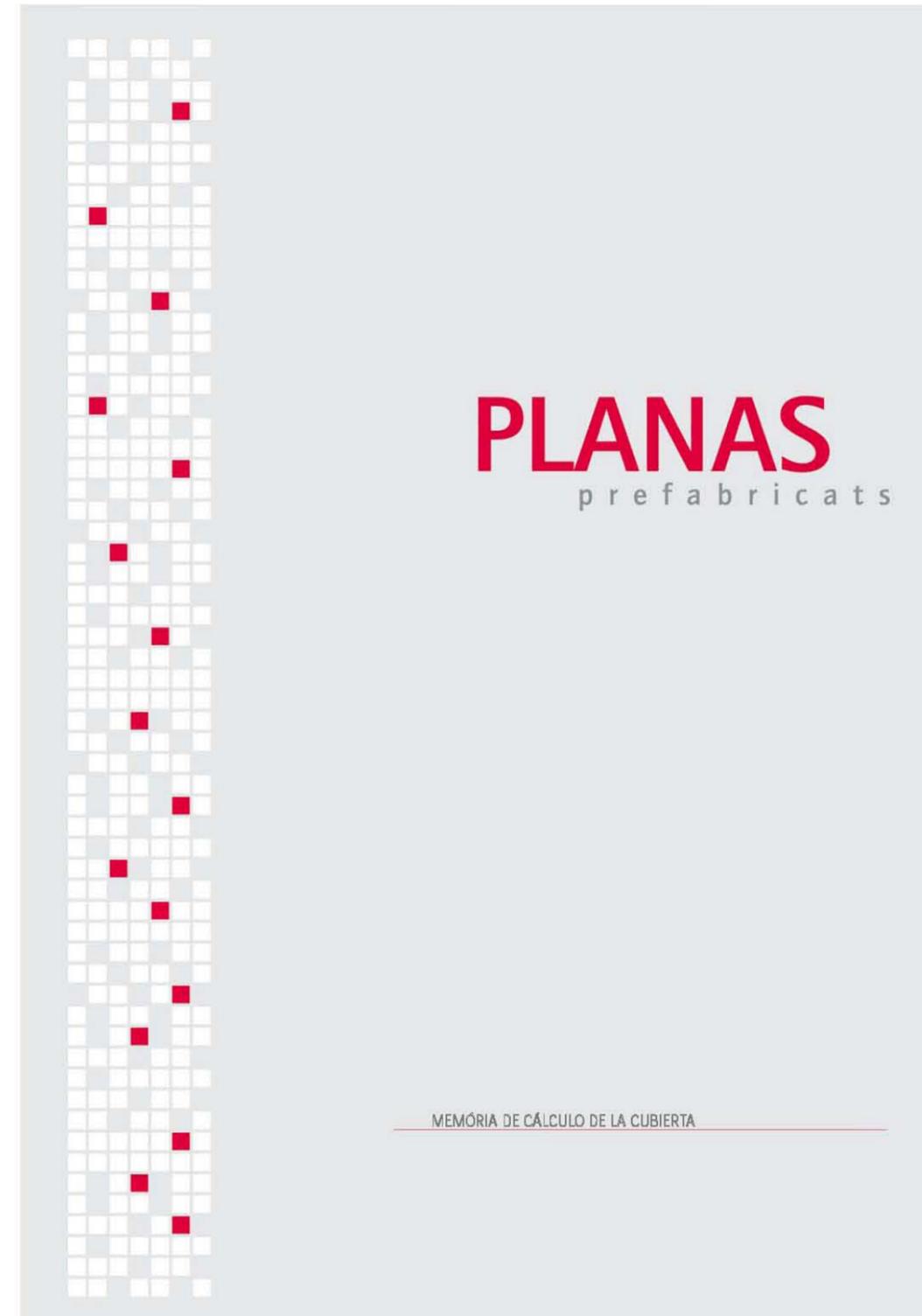
iv) Armadura en las riostras perimetrales de la solera

Tal como hemos visto anteriormente, a ambos lados de la pared del depósito se dispone una riostra perimetral de hormigón "in situ" unida con la solera, para evitar el desplazamiento lateral de los paneles del depósito. Sus dimensiones geométricas son:

- Longitud: la misma del muro del depósito.
- Ancho: 20 cm.
- Alto: 20 cm (en el lado que toca a la pared del depósito); 15 cm (en el lado que no toca a la pared del depósito).

Y su armadura será:

1 horquilla en forma de \cap ϕ 12c/15cm + 2 ϕ 10 en coronación riostra + 2 ϕ 10 en base riostra



CÁLCULO DE LA SOBRECARGA JÁCENA

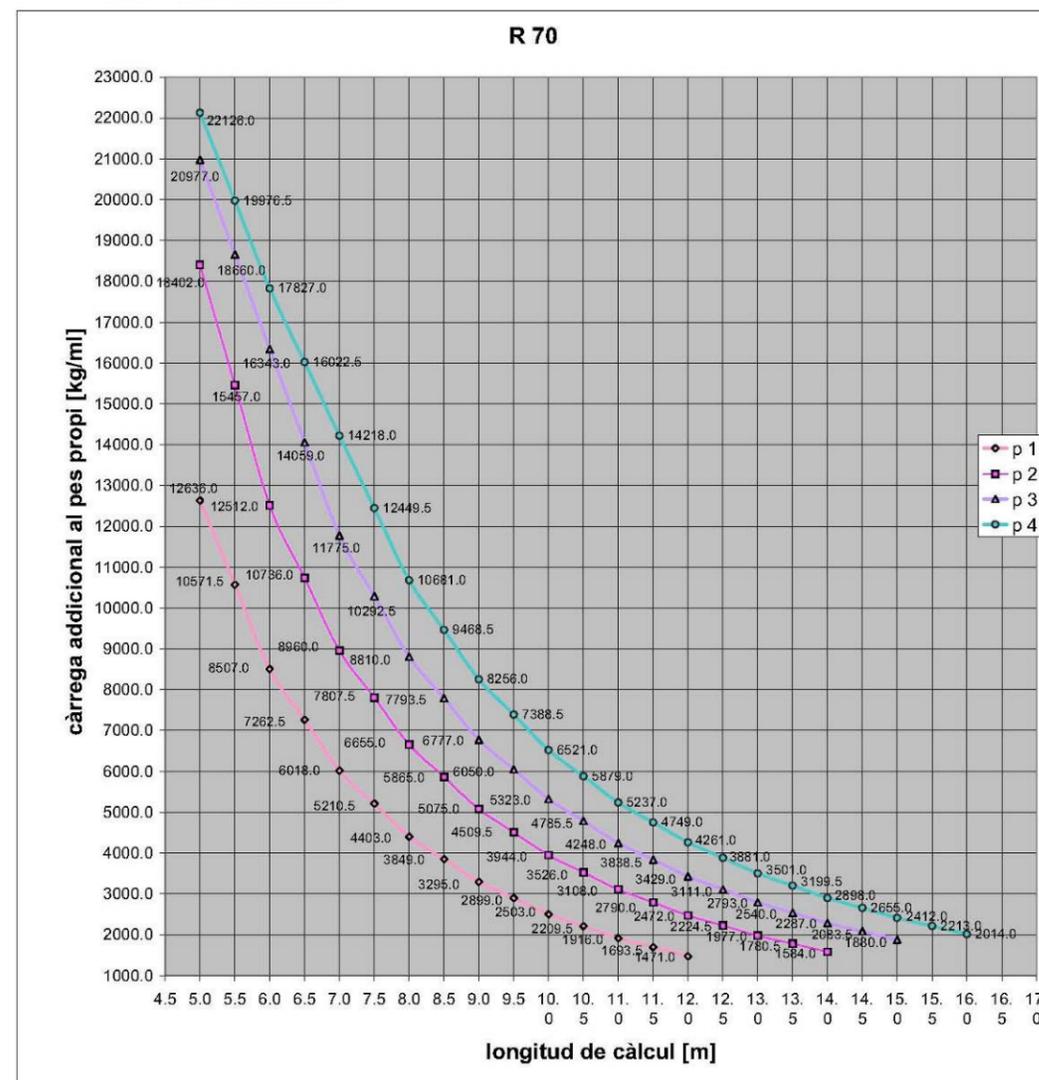
Longitud Placa Alveolar más desfavorable = 6,19 m
 Tipo de Placa Alveolar para una sobrecarga de 2850 Kp/m² = 30 + 5cm capa de compresión
 Peso propio de la Placa Alveolar = 514 Kp/m²

Sobrecarga sobre jácena = 20333,68 Kg

Según tablas jácenas pretensadas:
 Para longitud de jácena de 5,18 m obtenemos: R 50-70 de 21cc de pretensado
 Para longitud de jácena de 5,03 m obtenemos: R 50-70 de 17cc de pretensado

Lcálcul (m)	Q adicional al pes propi (kg/ml)			
	p 1	p 2	p 3	p 4
5.0	12636.0	18402.0	20977.0	22126.0
5.5	10571.5	15457.0	18680.0	19976.5
6.0	8507.0	12512.0	16343.0	17827.0
6.5	7262.5	10736.0	14059.0	16022.5
7.0	6018.0	8960.0	11775.0	14218.0
7.5	5210.5	7807.5	10292.5	12449.5
8.0	4403.0	6655.0	8810.0	10681.0
8.5	3849.0	5805.0	7793.5	9468.5
9.0	3295.0	5075.0	6777.0	8256.0
9.5	2899.0	4509.5	6050.0	7388.5
10.0	2503.0	3944.0	5323.0	6521.0
10.5	2209.5	3526.0	4785.5	5879.0
11.0	1916.0	3108.0	4248.0	5237.0
11.5	1693.5	2790.0	3838.5	4749.0
12.0	1471.0	2472.0	3429.0	4261.0
12.5		2224.5	3111.0	3881.0
13.0		1977.0	2793.0	3501.0
13.5		1780.5	2540.0	3199.5
14.0		1584.0	2287.0	2898.0
14.5			2083.5	2655.0
15.0			1880.0	2412.0
15.5				2213.0
16.0				2014.0

9 cordons 13 cordons 17 cordons 21 cordons



2.- CÀLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO	
2.1.- Datos preliminares	
Altura del depósito: H (m):	6,50
Valor aceleración sísmica básica según municipio (Norma NCSE-02): a_b/g :	0,04
Coefficiente de contribución según municipio (Norma NCSE-02): K:	1,0
Altura del pilar: H_p (m):	6,25
Coefficiente adimensional de riesgo (importancia normal): ρ :	1,0
Coefficiente del terreno (en los 30 primeros metros): C:	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno: S:	1,04
2.2.- Datos sísmicos	
Coefficiente de amortiguamiento: Ω (%):	5
Coefficiente de comportamiento por ductilidad: μ :	2
Factor de modificación del espectro: v:	1,00
Coefficiente de respuesta: β :	0,50
Período fundamental: T_F (seg):	0,09
Modo de vibración a considerar:	1
Período del primer modo: T_1 (seg):	0,09
Período característico del espectro: T_B (seg):	0,52
Coefficiente de forma: Φ_{11}	1,00
Factor de distribución: η_{11}	1,00
Coefficiente α_1 :	2,50
2.3.- Cálculo del coeficiente sísmico con el método simplificado	
Aceleración sísmica de cálculo: a_c/g :	0,04
Coefficiente sísmico S_{11} :	0,052

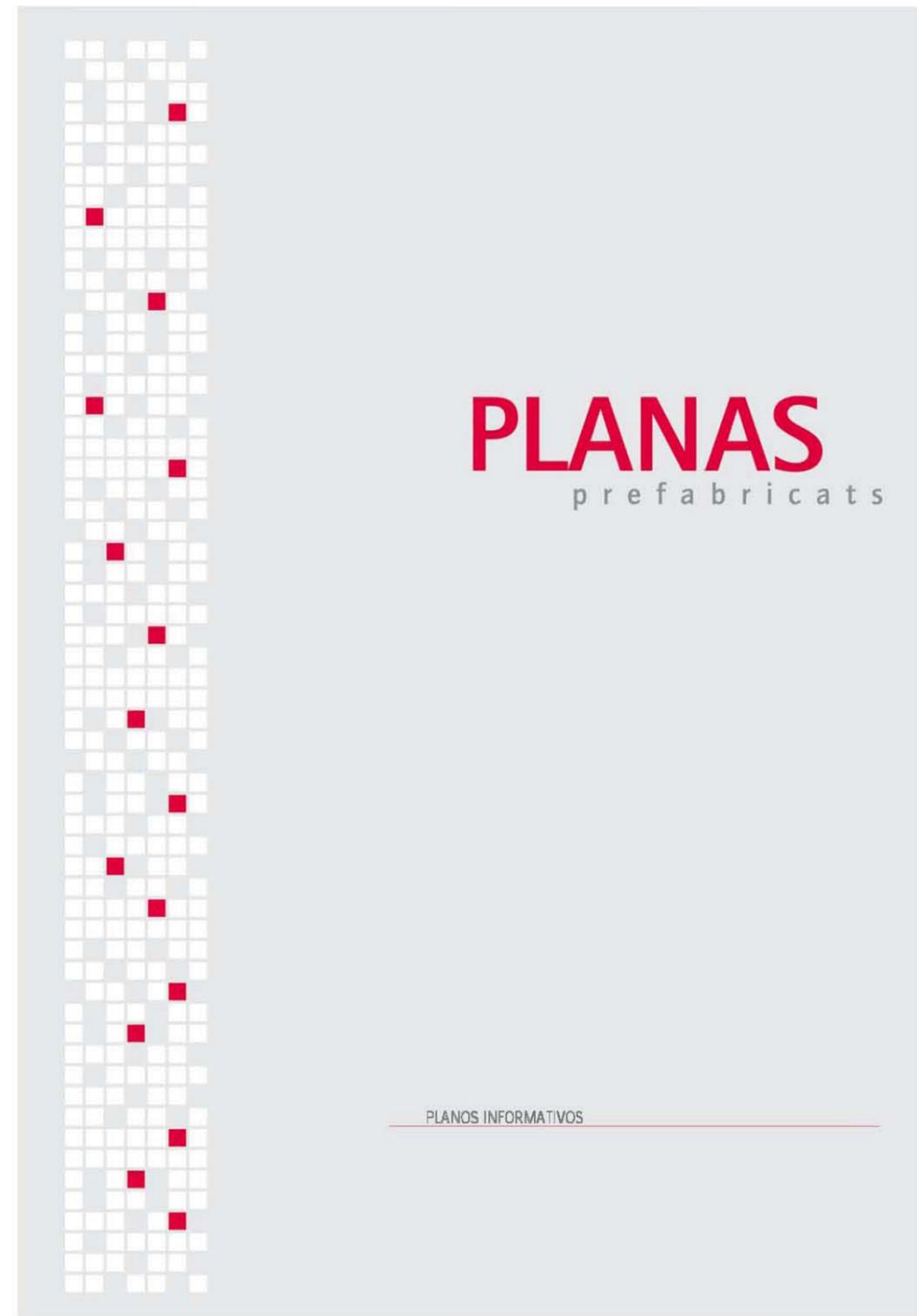
3.- CÀLCULO DEL CANTO DEL PILAR: EXCENTRICIDAD + FLECHA			
3.1.- Datos preliminares			
Canto total del pilar: h (cm):	60,00		
Altura del depósito: H (m):	6,50		
Altura del pilar: H_p (m):	6,25		
Canto útil del pilar: d (cm):	45,50		
3.2.- Acciones verticales de cálculo del pilar			
Tipología de pilar: Si se trata de un pilar central poner 1; si se de la corona poner 2	2	En esta casilla sólo puede haber un 1 o un 2	
Valor de la sobrecarga de uso: si es de 250 kpm ² escribir 1; si es 1000 kpm ² escribir 2	2	En esta casilla sólo puede haber un 1 o un 2	
Valor de la reacción máxima característica transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_k (t):	23,70		
Valor de la reacción máxima mayorada transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_k (t):	35,56		
3.3.- Avance de resultados			
Valor de la esbeltez mecánica del pilar: λ :	64,95	≤	100 Si no cumple → Aumentar canto pilar
Flecha total máxima del pilar: f_{tot} (cm):	0,26	≤	4,01 Si no cumple → Aumentar canto pilar
3.4.- Cálculo de la excentricidad de primer orden			
Valor de la excentricidad de cálculo de primer orden equivalente: e_1 (cm):	2,50		
3.5.- Cálculo de la excentricidad ficticia de segundo orden			
Factor de longitud de pandeo (valor intermedio): α :	1,50		
Longitud de pandeo: l_0 (m):	9,38		
Área de la sección del pilar: A_c (cm ²):	2.500,00		
Inercia de la sección del pilar: I_c (cm ⁴):	520.833,33		
Radio de giro de la sección del pilar: i_c (cm):	14,43		
Factor de armado: β :	1,5		
Deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yk} : ϵ_{yk} :	0,00207		
Parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia: ν :	0,003		
Valor de la excentricidad ficticia para representar los efectos de segundo orden: e_2 (cm):	9,72		
3.6.- Cálculo de la excentricidad total			
Valor de la excentricidad total: e_{tot} (cm):	12,22		

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

4.- CÀLCULO DEL PILAR			
4.1.- Acciones de cálculo del pilar			
Valor de la reacción máxima característica transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_s (t)	23,70		
Valor de la reacción máxima mayorada transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: R_d (t)	35,56		
Valor de la excentricidad total (de primer orden + acción): e_{tot} (m)	0,122		
Valor del coeficiente sísmico S_{II}	1,23		
Valor de la reacción horizontal máxima (en sismo) transmitida por la cubierta en la cabeza del pilar: H_{max} (t)	3,91		
Peso propio del pilar (t)	40,83	4,99	
Valor de (N_d, M_d) en la Hipótesis 1: Condiciones Normales	27,61	7,70	
Valor de (N_d, M_d) en la Hipótesis 2: Condiciones Extraordinarias (sismo)			
4.2.- Datos geométricos preliminares			
Altura del depósito: H (m)	6,50		
Altura del pilar: H_p (m)	6,25		
Canto total del pilar: h (cm)	50,00		
Canto útil del pilar: d (cm)	45,50		
4.3.- ELU de flexión compuesta recta en el pilar			
4.3.1.- Hipótesis 1: Condiciones Normales:			
Valor del momento flector último en el pilar: M_{ed} (m ²)	4,99		
Valor del esfuerzo axial último en el pilar: N_{ed} (t)	40,83		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{ed}^* (m ²)	13,36		
Profundidad del bloque de compresión: y (m)	0,0236		
Valor del término U_{st} (t)	-10,89		
Armadura necesaria vertical de flexocompresión a disponer en cada cara del pilar: A_{s1} (cm ²)	0,00		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.2 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	7,50		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.3 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	0,31		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	5,00		
4.3.2.- Hipótesis 2: Condiciones Extraordinarias (sismo):			
Valor del momento flector último en el pilar: M_{ed} (m ²)	7,70		
Valor del esfuerzo axial último en el pilar: N_{ed} (t)	27,61		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Valor del momento flector reducido en el lado exterior: M_{ed}^* (m ²)	13,36		
Profundidad del bloque de compresión: y (m)	0,0236		
Valor del término U_{st} (t)	2,54		
Armadura necesaria vertical de flexocompresión a disponer en cada cara del pilar: A_{s1} (cm ²)	0,54		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.2 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	7,50		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.3 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	0,35		
Armadura vertical mínima a disponer en cada cara del pilar según el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE: A_{smin} (cm ²)	5,00		
4.4.- ELU de esfuerzo cortante en el pilar			
Valor del esfuerzo cortante último máximo: V_{ed} (t)	1,23		
Resistencia característica del hormigón: f_{ck} (N/mm ²)	45,00		
Resistencia de cálculo del acero al estudiar el cortante: f_{yk} (N/mm ²)	40.000,00		
Canto total del pilar: h (m)	0,50		
Canto útil del pilar: d (m)	0,455		
Parámetro adimensional: λ	1,68		
Parámetro adimensional de la armadura ρ	0,0033		
Contribución del hormigón a cortante en el pilar: V_{ed} (t)	9,30		
Parte del esfuerzo cortante que precisa armadura: V_{ed} (t)	9,06		
Armadura de cortante necesaria: A_{sv} (cm ² /m)	0,00		
Armadura de cortante mínima necesaria: A_{svmin} (cm ² /m)	7,50		
Separación en el caso de disponer como repartidos en la totalidad del pilar de ϕ 8 mm: s (m)	0,13		
4.5.- ELS de deformación del pilar			
4.5.1.- Datos preliminares:			
Resistencia característica del hormigón: f_{ck} (N/mm ²)	45,00		
Resistencia a flexotracción del hormigón: f_{ctd} (N/mm ²)	4,68		
Módulo de deformación longitudinal del hormigón: E_c (N/mm ²)	31.928,43		
Módulo de deformación longitudinal del acero: E_s (N/mm ²)	210.000,00		
Momento de inercia de la sección bruta: I_x (cm ⁴)	520.833,33		
Módulo resistente de la sección bruta: W_x (cm ³)	20.833,33		
Combinación de acciones frecuente: (t)	15,41		
Momento flector característico: M_{ed} (m ²)	2,36		
Momento flector nominal de flexión: M_{ed} (m ²)	9,75		
4.5.2.- Cálculo de la inercia fisurada			
Coefficiente de equivalencia: n	6,58		
Cuanta geométrica de la armadura de flexión ρ	0,0033		
Profundidad de la fibra neutra: z (cm)	8,54		
Momento de inercia de la sección fisurada: I_{ef} (cm ⁴)	77.766,17		
4.5.3.- Cálculo de la inercia equivalente			
Momento de inercia equivalente: I_{eq} (cm ⁴)	520.833,33		
4.5.4.- Cálculo de la flecha instantánea			
Valor de la flecha instantánea máxima del pilar: f_{inst} (cm)	0,14		
4.5.5.- Cálculo de la flecha diferida			
Coefficiente de la duración de carga: ψ	1,00		
Cuanta geométrica de la armadura de compresión ρ'	0,0033		
Factor de flecha diferida: λ	0,86		
Valor de la flecha diferida del pilar: f_{dif} (cm)	0,12		
4.5.6.- Cálculo de la flecha total			
Flecha total máxima del pilar: f_{tot} (cm)	0,26	$\leq f_{adm} =$	4,01
4.6.- Resumen de armaduras a disponer en el pilar			
Opciones de barras verticales a disponer en el pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura vertical a disponer en cada cara del pilar (cm ²):	7,50	7,50	7,50
Opciones de barras verticales a disponer en el pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura a disponer en cada cara del pilar (ud):	6,6	3,7	2,36
Separación en el caso de disponer como repartidos en la totalidad del pilar de ϕ 8 mm: s (m)	0,13		

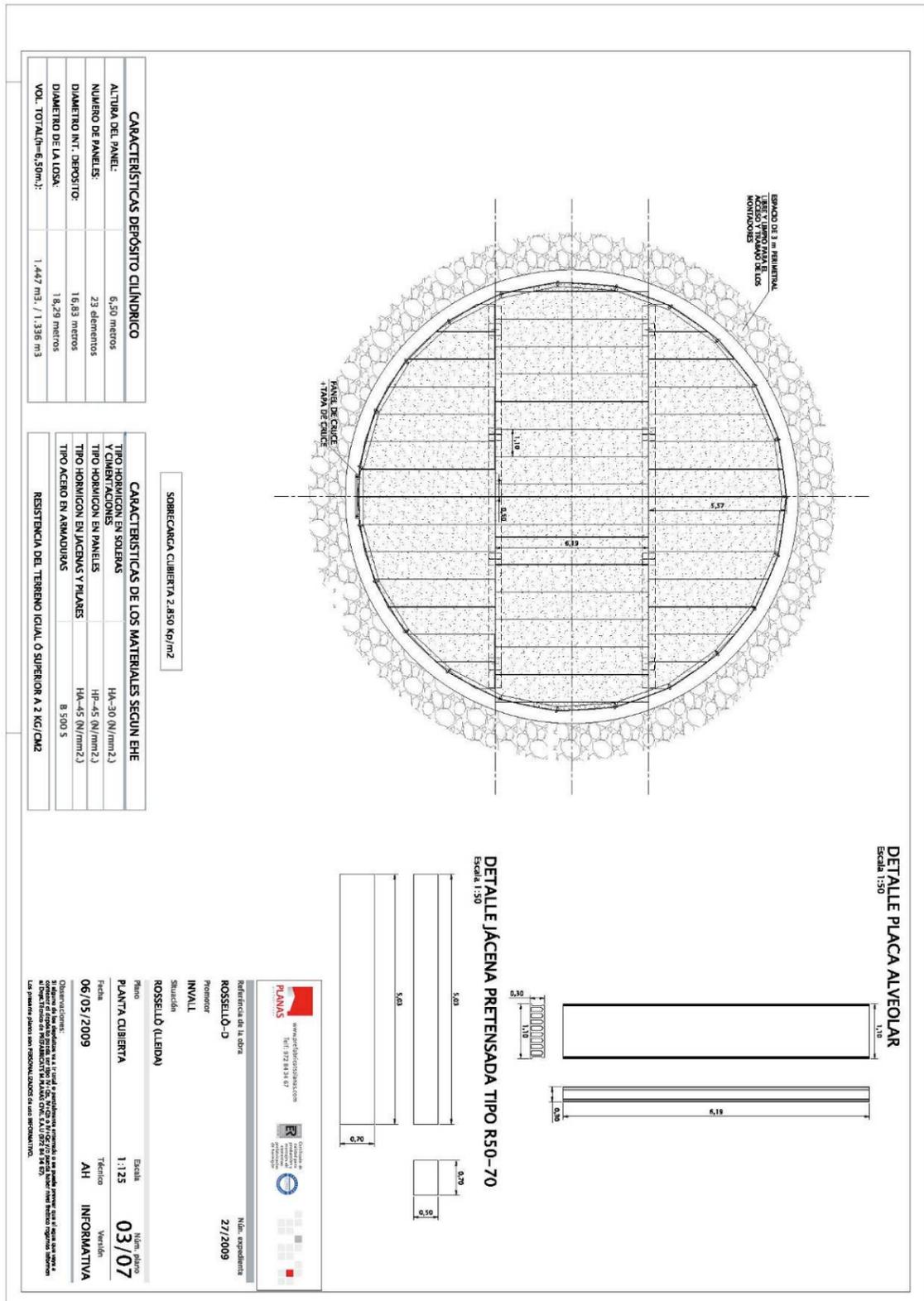
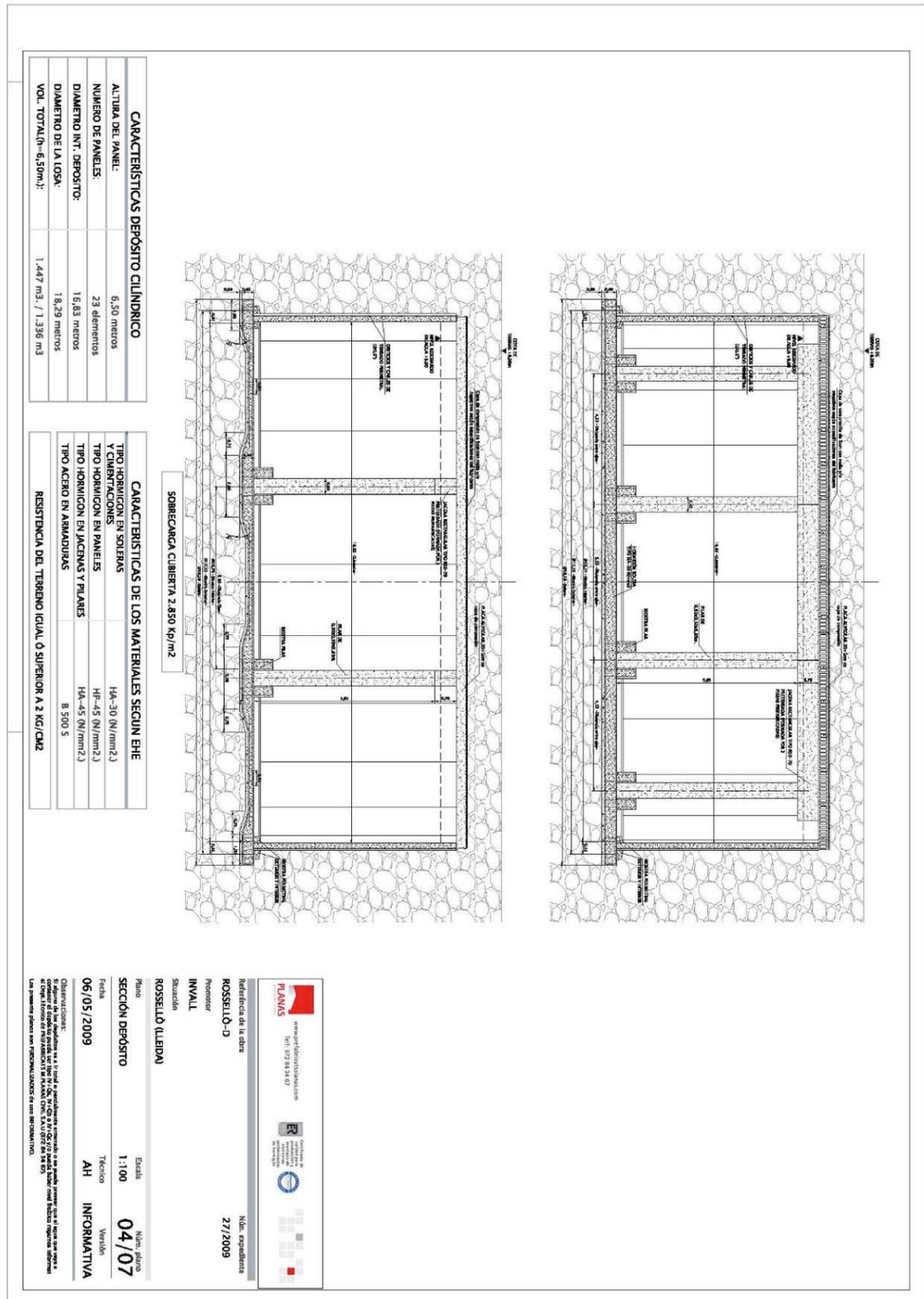
5.- CÀLCULO DE LA RIOSTRA BASE DEL PILAR			
5.1.- Datos preliminares			
Resistencia característica a compresión del hormigón: f_{ck} (N/mm ²):	30,00		
Resistencia característica de las barras de acero: f_{yk} (N/mm ²):	500,00		
Canto total del pilar: h (cm):	50,00		
Momento flector de cálculo en la base del pilar: M_d (m ²):	4,99		
Axil de cálculo en la base del pilar: N_d (t):	40,83		
5.2.- Geometría de la riostra base del pilar			
Altura de la riostra base del pilar (profundidad que penetra el pilar en la riostra): t (cm):	62		
Espesor de la pared de la riostra base del pilar: a (cm):	31		
Profundidad mínima del dentado de las caras en contacto:	≥ 1 cm		
5.3.- Armadura perimetral horizontal en la riostra base del pilar			
Fuerza horizontal de tracción sobre la riostra base del pilar: H_{os} (t):	9,65		
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horisp}$ (cm ²):	1,11	(En los 1/4 superiores)	
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horinf}$ (cm ²):	2,31	(En los 3/4 restantes)	
5.4.- Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar			
Resistencia de cálculo a tracción del hormigón: f_{ctd} (N/mm ²):	1,931		
Resistencia de cálculo de las armaduras transversales: f_{yos} (N/mm ²):	400,00		
Área de la sección de rasante: A_c (cm ²):	1550,98		
Coefficiente de rugosidad: β	0,20		
Coefficiente de rugosidad: μ	0,60		
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (cm ² /m):	7,53		
5.5.- Resumen de armaduras a disponer en la riostra base del pilar			
Opciones de barras a disponer en la riostra base del pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horisp}$ (cm ²):	1,11	1,11	1,11
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horinf}$ (cm ²):	2,31	2,31	2,31
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (cm ² /m):	7,53	7,53	7,53
Opciones de barras a disponer en la riostra base del pilar:	ϕ 12:	ϕ 16:	ϕ 20:
Armadura perimetral horizontal en la parte superior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horisp}$ (ud):	1,0	0,6	0,35
Armadura perimetral horizontal en la parte central e inferior de la riostra base del pilar (en cada cara): $A_{s,horinf}$ (ud):	2,0	1,1	0,74
Armadura vertical de cosido de la riostra base del pilar en cada cara de la riostra: $A_{s,cosido}$ (ud/m):	6,7	3,7	2,40

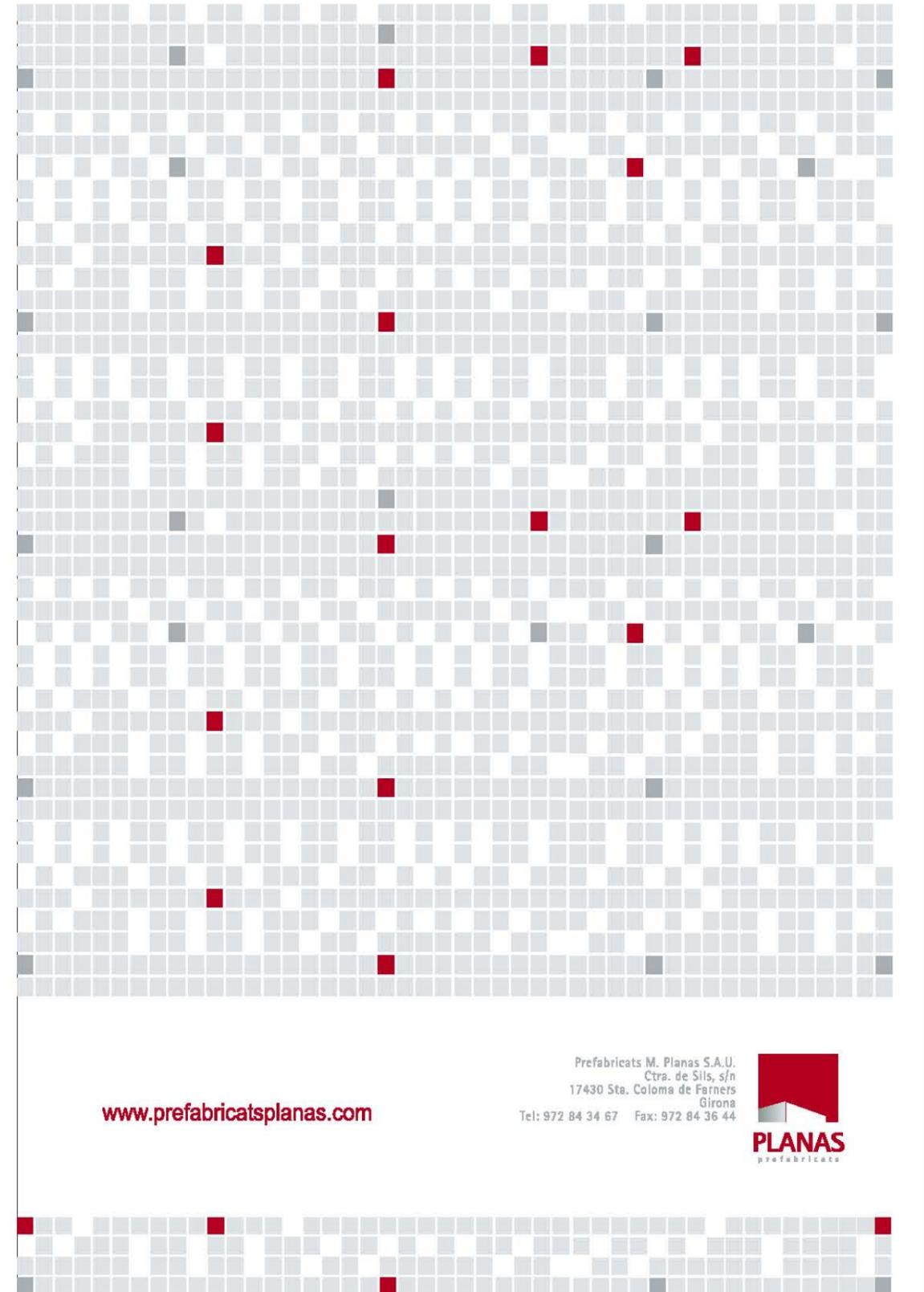
5. CÁLCULO DE LA ZAPATA AISLADA EN UN PILAR DE UN DEPÓSITO "CILINDRICO"			
5.1. Datos preliminares			
Alto total de la zapata (zapata centralizada) S (m)	2,00		
Alto de la zapata (zapata) s (m)	1,60		
Referencia característica horizontal zapata (H) (m)	0,00		
Alfura del depósito H (m)	4,30		
Alfura del pilar H (m)	4,25		
Radio del pilar R (m)	0,80		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (m)	4,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (m)	4,00		
5.2. Avance de resultados			
Condición de seguridad al deslizamiento de la zapata en condiciones normales según CTE (C ₁)	Verificada	≥	1,00
Condición de seguridad al deslizamiento de la zapata en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₂)		≥	1,00
Condición de seguridad al vuelco de la zapata en condiciones normales según CTE (C ₃)	4,89	≥	1,00
Condición de seguridad al vuelco de la zapata en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₄)	2,89	≥	1,00
Valor de la reacción máxima factible al terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (R ₁)	1,83		
Valor de la reacción máxima factible al terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (R ₂)	2,07		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (m)	4,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (m)	4,00		
5.3. Estado Límite Último de Equilibrio			
5.3.1. Presa y fuerzas			
Valor de la reacción máxima característica horizontal por la cubierta en la cabeza del pilar H ₁ (k)	23,70		
Valor de la excentricidad (de primer orden +1 ^o orden) e ₁ (m)	0,722		
Valor de la reacción horizontal máxima (en primer orden) por la cubierta en la cabeza del pilar H ₂ (k)	1,23		
Peso del pilar (P) (k)	3,97		
Peso de la zapata (Z) (k)	4,00		
Peso del agua que permanece en la zapata (A) (k)	22,98		
5.3.2. Estabilidad de la zapata al deslizamiento en condiciones normales (según CTE)			
No hay ningún problema de estabilidad			
5.3.3. Estabilidad de la zapata al deslizamiento en condiciones extraordinarias (según CTE)			
Valor de la reacción horizontal máxima (en primer orden) horizontal (según CTE) (H ₁) (k)	0,722		
Condición parcial de equilibrio en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₄)	1,20		
Valor de la reacción horizontal máxima (en primer orden) horizontal (según CTE) (H ₂) (k)	1,23		
Condición de seguridad al deslizamiento de la zapata en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₄)	4,89	≥	1,00
5.3.4. Estabilidad de la zapata al vuelco en condiciones normales (según CTE)			
Valor del eje neutro (N) (m)	37,87		
Valor del momento de vuelco en condiciones normales (M _v) (kNm)	31,47		
Valor del momento de vuelco en condiciones normales (M _v) (kNm)	3,97		
Condición parcial de equilibrio de las acciones estabilizadoras en condiciones normales (según CTE) (C ₃)	4,89		
Condición de seguridad al vuelco de la zapata en condiciones normales (según CTE) (C ₃)	4,89	≥	1,00
5.3.5. Estabilidad de la zapata al vuelco en condiciones extraordinarias (según CTE)			
Valor de la reacción horizontal máxima (en primer orden) horizontal por la cubierta en la cabeza del pilar H ₁ (k)	1,23		
Valor del eje neutro (N) (m)	37,87		
Valor del momento de vuelco en condiciones extraordinarias (M _v) (kNm)	31,47		
Valor del momento de vuelco en condiciones extraordinarias (M _v) (kNm)	3,97		
Condición parcial de equilibrio de las acciones estabilizadoras en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₄)	1,20		
Condición de seguridad al vuelco de la zapata en condiciones extraordinarias (según CTE) (C ₄)	4,89	≥	1,00
5.3.6. Fuerzas sobre el terreno de cimentación en condiciones normales			
Valor del eje neutro (N) (m)	38,08		
Valor del momento estabilizador (M _v) (kNm)	3,97		
Valor de la excentricidad e (m)	0,992		0,99
Valor de la reacción máxima factible al terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (R ₁) (k)	18,25		30,00
5.3.7. Fuerzas sobre el terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE)			
Valor del eje neutro (N) (m)	38,08		
Valor del momento estabilizador (M _v) (kNm)	4,20		
Valor de la excentricidad e (m)	1,144		0,93
Valor de la reacción máxima factible al terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (R ₂) (k)	20,74		30,00
5.4. Estado Límite Último de flexión y cortante en la zapata aislada			
5.4.1. Armado de la zapata a flexión			
Longitud de la sección de cálculo de la zapata aislada según EHE (m)	0,20		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones normales (M _v) (kNm)	4,37		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones extraordinarias (M _v) (kNm)	4,30		
Parámetro adimensional del momento flexor (μ)	0,020		
Parámetro adimensional de cálculo de la armadura (μ _{cal}) (armadura mínima según EHE) (m)	0,040		
Longitud de flexión mínima en la cara superior de la zapata (m)	0,44		
5.4.2. Armado mínimo de la zapata			
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	5,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
5.4.3. Estado del momento máximo en la zapata			
Longitud de la sección de cálculo de la zapata central según EHE (m)	0,40		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones normales (M _v) (kNm)	3,78		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones extraordinarias (M _v) (kNm)	3,78		
Parámetro adimensional del momento flexor (μ)	0,020		
Parámetro adimensional de cálculo de la armadura (μ _{cal}) (armadura mínima según EHE) (m)	0,040		
Longitud de flexión mínima en la cara superior de la zapata (m)	0,88		
5.4.4. Armado mínimo de la zapata			
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	5,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
5.5. Estado Límite Último de punzonamiento en la zapata aislada			
5.5.1. Armado de la zapata a flexión			
Longitud de la sección de cálculo de la zapata central según EHE (m)	0,40		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones normales (M _v) (kNm)	3,78		
Momento máximo de cálculo de la zapata en condiciones extraordinarias (M _v) (kNm)	3,78		
Parámetro adimensional del momento flexor (μ)	0,020		
Parámetro adimensional de cálculo de la armadura (μ _{cal}) (armadura mínima según EHE) (m)	0,040		
Longitud de flexión mínima en la cara superior de la zapata (m)	0,88		
5.5.2. Armado mínimo de la zapata			
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	5,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
Armadura mínima en la cara superior de la zapata (según EHE) (cm ²)	8,00		
5.6. Estado Límite Último de punzonamiento de cálculo (según EHE)			
Valor de la reacción máxima de cálculo (R ₁) (k)	447700,00		
Valor de la reacción máxima de cálculo (R ₂) (k)	300,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (m)	4,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (m)	4,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones normales (según CTE) (m)	4,00		
Forma admisible del terreno de cimentación en condiciones extraordinarias (según CTE) (m)	4,00		
5.7. Resumen final de las armaduras en la zapata aislada			
Armadura de barras a disponer	#2	#16	#20
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua (ver apartado de agua) (cm ²)	8,00	8,00	8,00
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua normal (cm ²)	8,00	8,00	8,00
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua normal (cm ²)	8,44	8,44	8,44
Armadura de barras a disponer	#2	#16	#20
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua (ver apartado de agua) (cm ²)	7,7	4,0	3,3
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua normal (cm ²)	8,0	8,0	8,0
Armadura a disponer en la cara superior de la zapata aislada y ambas direcciones con agua normal (cm ²)	8,2	8,2	8,2



PLANAS
prefabricats

PLANOS INFORMATIVOS



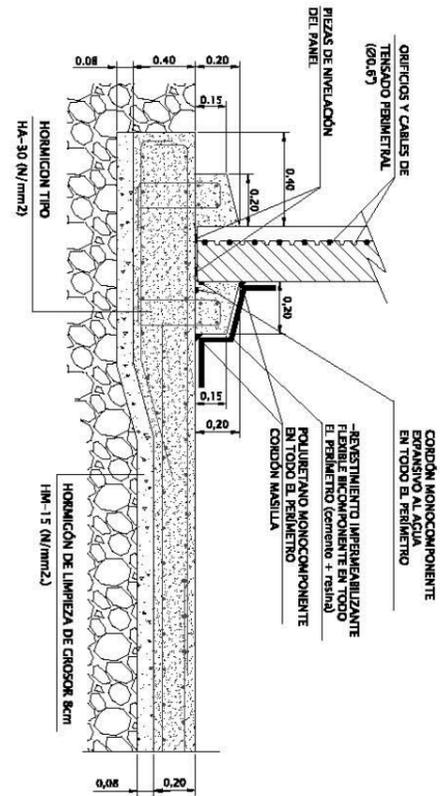


Prefabricats M. Planas S.A.U.
Ctra. de Sils, s/n
17430 Sta. Coloma de Farners
Girona
Tel: 972 84 34 67 Fax: 972 84 36 44

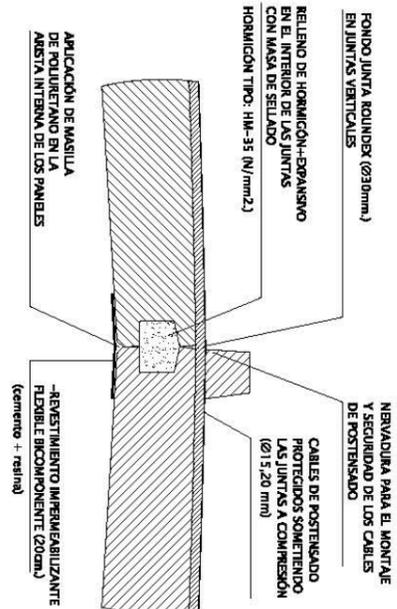


www.prefabricatsplanas.com

DETALLE ENCUENTRO Y SELLADOS SOLEIRA CON PANELES



DETALLE SELLADO JUNTAS VERTICALES EN PANELES



CARACTERÍSTICAS DEPOSITO CILINDRICO	
ALTURA DEL PANE:	5,50 metros
NUMERO DE PANELES:	23 elementos
DIAMETRO INT. DEPOSITO:	15,83 metros
DIAMETRO DE LA LOSA:	15,83 metros
VOL. TOTAL(6-6,50m.):	1.447 m³ / 1.296 m³

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES SECUN EHE	
TIPO HORMIGON EN SOLEIRAS Y CIMENTACIONES	HA-30 (N/mm²)
TIPO HORMIGON EN PANELES	HA-45 (N/mm²)
TIPO HORMIGON EN JACENAS Y PLABES	HA-45 (N/mm²)
TIPO ACERO EN ARMADURAS	B 500 S

RESISTENCIA DEL TERRENO IGUAL O SUPERIOR A 2 KCI/CM2

SOLRECARGA CUBIERTA 2.850 Kp/m2

Referencia de la obra:
ROSSELLÓ-D
Proyecto:
INVALL
Situación:
ROSSELLÓ (LEIDA)

Mód. - expediente:
27/2009

Fecha:
06/05/2009

Elaboración:
AH1

Revisión:
S/E

Verificación:
07/07

Información:
INFORMATIVA

Disfrute de este proyecto en su totalidad. No se permite su reproducción o uso parcial sin el consentimiento escrito de PLANAS S.A.U. ni su transformación o modificación. PLANAS S.A.U. se reserva todos los derechos de propiedad intelectual y industrial. PLANAS S.A.U. no se responsabiliza de los errores de transcripción o de los errores de interpretación de los planos. PLANAS S.A.U. no se responsabiliza de los errores de transcripción o de los errores de interpretación de los planos.

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE**4. SISTEMA DE BOMBAMENT**

Per la geometria del sistema, el buidat del dipòsit no pot ser realitzat per gravetat, així que es realitzarà mitjançant un sistema de bombament a instal·lar a l'interior de cada dipòsit.

Per a cada dipòsit es proposa la instal·lació de dos equips de bombament en paral·lel, encara que un d'ells sempre estarà com equip de reserva. Per qüestions de manteniment, es proposa un funcionament alternat de les dues bombes, i així funcionin un nombre d'hores similar.

El punt de funcionament d'una bomba ve determinat pel cabal i alçada manomètrica.

- Seguint les indicacions dels tècnics de la Comunitat de Regants de Pinyana, s'estableix el cabal màxim d'abocament al canal. De manera que la capacitat de desguàs de la fondalada nord és de 100 l/s; mentre que per la zona sud es limita a 50 l/s
- L'alçada manomètrica resulta de sumar l'alçada geomètrica més les pèrdues d'energia degudes a la fricció i elements singulars. Per a determinar les pèrdues de pressió s'apliquen les següents fórmules:

Equació de Darcy :

$$h_L = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

On,

h_L = pèrdua d'energia degut a la fricció (m)

L = longitud de la corrent del flux (m)

D = diàmetre del conducte (m)

v = velocitat del flux (m/s)

f = factor de fricció (adimensional)

Per calcular el valor del factor de fricció, f, cal conèixer el número de Reynolds i la rugositat relativa. En el cas que el flux sigui laminar s'aplica:

$$f = \frac{64}{N_R}$$

Mentre que si el flux és turbulent s'utilitza l'equació següent:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{1}{3,7 \cdot (D/\varepsilon)} + \frac{5,74}{N_R^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Les pèrdues de càrrega degudes a la presència de vàlvules, juntures i connexions (pèrdues menors) es calculen a partir de l'equació:

$$h_L = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

On el paràmetre K s'avalua segons l'expressió següent:

$$K = (L_e / D) \cdot f_T$$

El valor L_e/D , denominat proporció de longitud equivalent, es considera que és una constant per un tipus donat de vàlvules i juntures. El terme f_T és el factor de fricció del conducte al qual està connectat l'element.

4.1. SISTEMA NORD

Material de la canonada	Acer inoxidable
Diàmetre nominal	8"
Diàmetre interior	202,72 mm
Diàmetre exterior	219,08 mm
Viscositat del fluid	1,02 mm ² /s
Rugositat de la canonada	0,046 mm
Factor de fricció	0,014 m
Alçada geomètrica	5,6 m
Longitud de la canonada	15 m
Cabal	100 l/s
Velocitat	3,1 m/s

PÈRDUES D'ENERGIA DEGUT A LA FRICCIÓ:

Càlcul del Número de Reynolds:	616.961, que indica que el flux és turbulent
Factor de fricció:	0,0156
Pèrdues per fricció:	0,562 m

Això significa que 0,562 N·m d'energia es perden per cada N d'aigua que flueix al llarg de la longitud de 15 m de conducte.

PÈRDUES MENORS:

ELEMENT	Le/D	K	hL	nº	h _L total
Colze 90º	20	0,28	0,14	4	0,55
Vàlvula de comporta	8	0,11	0,05	1	0,05
Vàlvula de bola	340	4,76	2,33	1	2,33
Te	20	0,28	0,14	1	0,14
Sortida		1	0,49	1	0,49

Així doncs les pèrdues menors s'avaluen en 3,56 m, per la qual cosa les pèrdues de càrrega per fricció seran de **4,1 m**.

Coneguts tots els paràmetres necessaris,

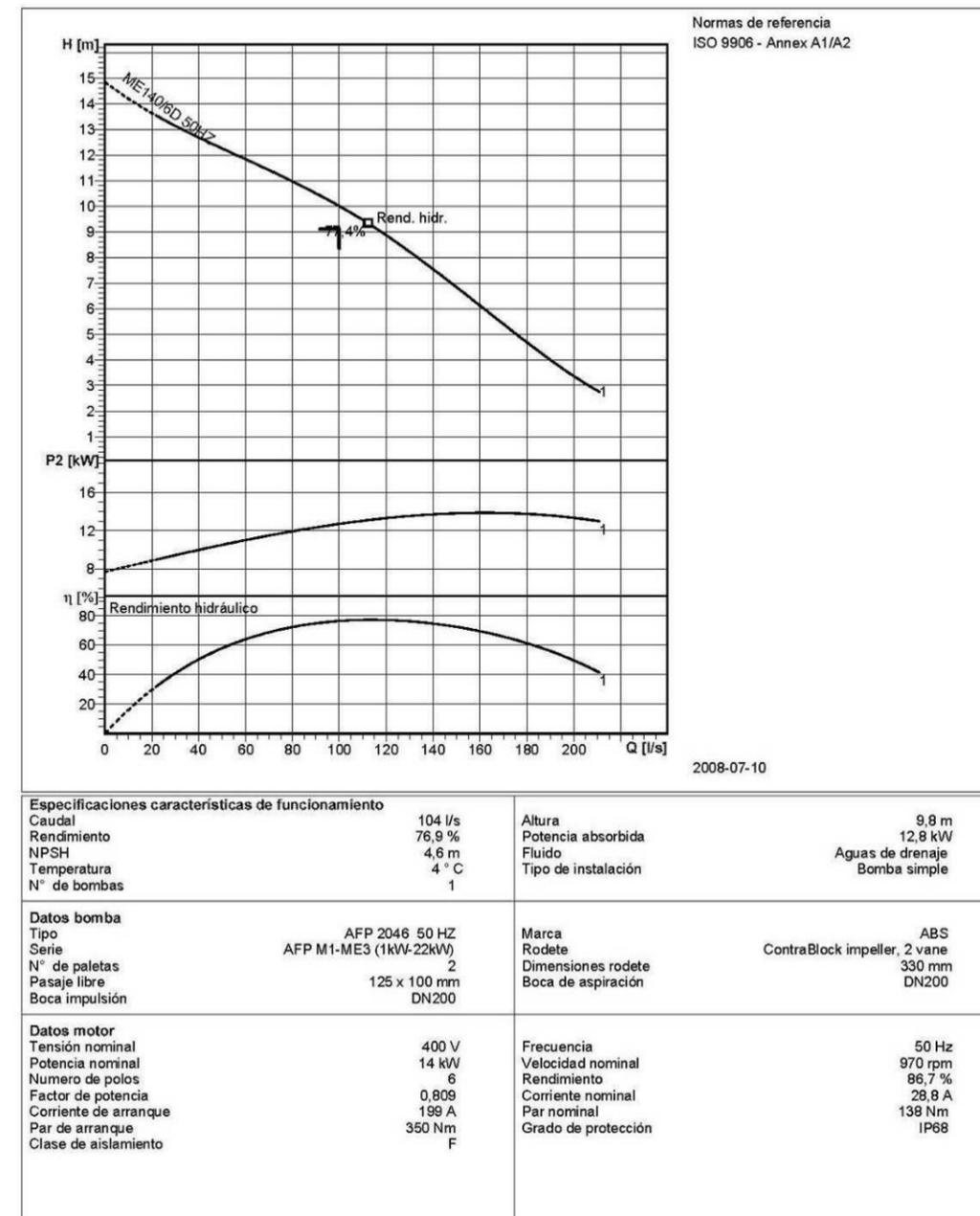
- Cabal: 100 l/s
- Alçada manomètrica: 9,5 m

es procedeix a seleccionar la bomba adequada per aquest cas.

Es tracta d'una bomba submergible per aigües residuals, model AFP2046.1-ME 140/6-D05*10 amb motor de 14 kW a l'eix a 960rpm, a 400 V i 50 Hz.



AFP 2046 50 HZ



ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

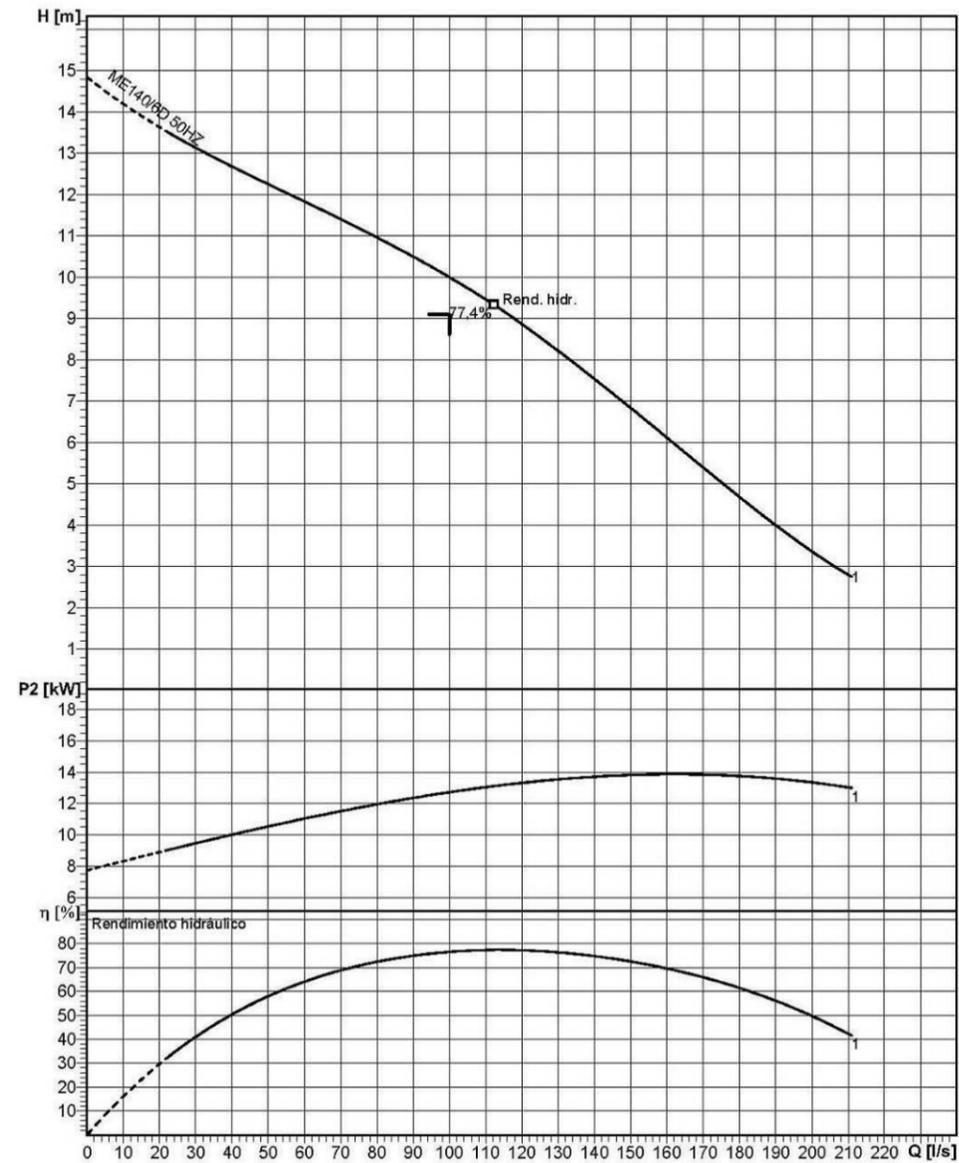


**Curva de performance bomba
AFP 2046 50 HZ**

Numero curva

Curva de referencia
AFP 2046

Densidad 1 kg/dm ³	Viscosidad 1,57 mm ² /s	Normas de referencia ISO 9906 - Annex A1/A2	Boca impulsión DN200	Frecuencia 50 Hz
Caudal 104 l/s	Altura 9,8 m	Potencia nominal 12,8 kW	Velocidad nominal 970 rpm	Fecha 06.05.2009
			Rendimiento hidráulico 76,9 %	NPSH 4,6 m



Dimensiones rodete 330 mm	N° de paletas 2	Rodete ContraBlock impeller, 2 vane	Dim. cuerpos sólidos 125 x 100 mm	Revisión 2008-07-10
------------------------------	--------------------	--	--------------------------------------	------------------------

ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005



AFP 2046 50 HZ

AFP/M1-ME3

Bombas sumergibles de ABS, robustas y fiables, con potencias de 1,3 a 30 kW, idóneas para la evacuación de aguas residuales domésticas o urbanas en edificios y obras, así como en la industria. Los motores son estancos, encapsulados y totalmente sumergibles, disponibles en versión standard o anti-deflagrante. Hidráulico (contra-bloqueo) o impulsores vortex. Existe la posibilidad, bajo pedido, de suministrarlas con camisa de refrigeración para funcionamiento en seco.

Caudales hasta : 820 m³/h
Altura máx. : 92 mts.

Modelo: AFP 2046 50 HZ

Datos técnicos
Caudal : 104 l/s
Altura de impulsión : 9,8 m
Rendimiento hidráulico : 76,9 %
Rendimiento total : 66,7 %
Potencia en el eje : 12,8 kW
Velocidad : 970 rpm
Tipo de impulsor : ContraBlock impeller, 2 vane
Potencia del motor : 14 kW
Tensión : 400 V
Frecuencia : 50 Hz
Orificio de aspiración : DN200
Salida de descarga : DN200

ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005



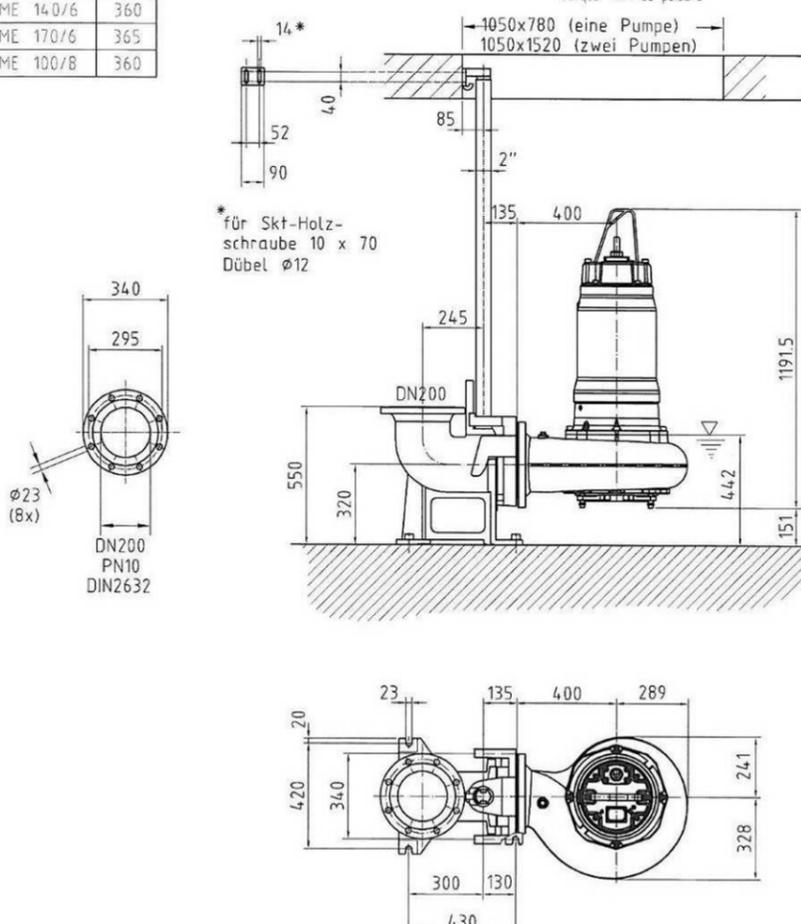
Massblatt AFP 2046 Nassinstallation
Dimension sheet WET-WELL Installation
Dimensioni Installazione sommersa
Hoja de dimensiones instalación sumergida
Plan d'encombremet installation noyee

No: AN-M.22.371 -02
Drawn: 25.08.03/0 J. J. J. J.
Issue Date: 31.07.04
Änderungen vorbehalten
Technical changes reserved
Con reserva de modificaciones
Con reserva de modificaciones
Sous réserve de modification

50 Hz

Typ Type Tipo	Gewicht Weight Poids Peso (kg)
ME 90/6	355
ME 110/6	355
ME 140/6	360
ME 170/6	365
ME 100/8	360

min. Schachtoffnung
min. Sump opening
Dimensioni min. botola
min. apertura del pozo
Largeur min. du puitsard



* für Skt-Holz-schraube 10 x 70
Dübel Ø12



0207003336

Posición: 1.0- POZO 1 / BOMBAS 100l/s a 9,1m.c.a.

INVAL ENGINEERIA CONSULTORA, S.A.
BOMBEO PLUVIALES SECTOR SUD 1 - ROSELLO

DATOS DE LA INSTALACIÓN

Caudal unitario exigido	360 m3/h	Tipo de aguas	agua residual
Altura manométrica calculada	9,1 m.c.a.	Tipo de instalación	sumergida fija
Paso de sólidos exigido		Temperatura medio	ambiente
		Densidad	1 Tm/m3

PARÁMETROS EN EL PUNTO DE SERVICIO

Caudal unitario:	Q según curva anexa
Altura manométrica:	H según curva anexa
Rendimiento hidráulico:	Etap según curva anexa
Potencia absorbida en el eje:	P2 según curva anexa

SOLUCIÓN PROPUESTA

Modelo:	AFP2046.1-ME 140/6-D05*10		
Nº de equipos	2		
Datos del equipo			
Tipo de impulsor	CB-Contra Bloqueo (Monocanal abierto)	Peso	340 kg
Estanqueidad del eje	Junta mecánica Carburo-silicio	Longitud del cable	10 m
Sistema de refrigeración	Libre circulación del medio (opcional con circuito cerrado)	MATERIALES	
Nº/Diám. del impulsor	curva anexa	Alojamiento motor	Fundición Gris GG 25
Paso de sólidos	100 x 125 mm	Eje del rotor	Acero inox. AISI 420
Diámetro de salida	200 mm	Impulsor	Fundición Gris GG 25
P2 Pot. nominal en el eje	14 kW	Voluta	Fundición Gris GG 25
P1 Pot. eléctrica instalada	16,06 kW	Tornillería exterior	Acero inox. AISI 316
Velocidad motor	960 rpm		
Frecuencia	50 Hz		
Tensión	400 V		
Intensidad nominal	28,06 A		
PROTECCIONES			
Protección térmica	TCS con sensores térmicos en cada fase del bobinado		
Protección de estanqueidad	Sistema DI, con sonda en la cámara de junta		

Oficina Central
C/ Madera, 8 - 16
Pl. Sta. Ana
Tfno.: 916 702 851
www.absgroup.es
NIF: ES A-28388023 Sociedad Unipersonal inscrita en el Registro Mercantil de Madrid Tomo 3796 Libro 3º de Sociedades Folio 172 Hoja 30076

Alicante 965 283 912
Barcelona 932 632 900
Bilbao 946 312 074
Ibiza 971 193 886
Madrid 914 994 009

Málaga 952 201 521
Murcia 968 805 252
Oviedo 985 781 819
Palma 971 431 295

Sta. Cruz Trffe. 922 325 230
Sevilla 954 258 410
Valencia 961 519 660
Vigo 966 493 121
Zaragoza 976 442 878

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE



Posició: 1.1- CUADRO ELECTRICO POZO 1

0207003336

INBALL INGENYERIA CONSULTORA, S.A.
BOMBEO PLUVIALES SECTOR SUD 1 - ROSELLO

CUADRO ELÉCTRICO

Modelo C.ELECT.TLM 2B 15KW 30A ES.TR. 400V
Nº de equipos 1

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL CUADRO

Cargas a conectar	2 bombas	Tipo de arranque	Estrella - triángulo
Potencia eléctrica del motor P1 (kW)	15	Alimentación al cuadro	Trifásica III+N 400VAC
Intensidad máxima por motor (A)	30	Características estándar de cuadro tipo	TLM

CARACTERÍSTICAS DE DETALLE DEL CUADRO

Interruptor principal	Seccionador general (categoría AC21)
Tipo de contactor usado	Contactores tripolares para arranque de motores (categoría AC3)
Prot. eléctrica por salida	Fusibles contra cortocircuitos
Tipo de control	Sistema de control a relés con alternator (opcional PC241/242 ó PCx con o sin panel de operador PCxop) Arranque y parada por boyas (opcional HSC2 ó HSR con controladores AQUALEVEL)
Opción de control manual	Sistema de control manual (independiente del automático)
Opción de control semiautomático	Opción de sistema de control semi-automático (para casos de avería de sistema de control principal o fallo en sistema de medida)
Señalización marcha/fallo	Pilotos de marcha (verde) y fallo térmico (rojo)
Señalización humedad bomba	Opcional como accesorio: pilotos para señalización de humedad (azul)
Señaliz. Temperatura bomba	Opcional como accesorio: piloto para señalización de estado y fallo en sonda térmica (amarillo)
Medidas eléctricas y control de funcionamiento de cada bomba	factor de potencia, además del número de arranques, horas de funcionamiento e intensidad consumida por cada bomba
Posibilidades de comunicación	Opcional con controladores ABS: Puerto serie RS232/485 para comunicación por cable, radio, telefonía fija o móvil, fibra óptica, Ethernet, Wifi, Gestión GSM-GPRS y de envío de mensajes GSM-SMS
Bloqueo/reset por alarma	Opcional como accesorio: Sistema reset general de alarmas
Protección circuito de mando	Mando tipo MBTS (24VAC/DC) según ITC-BT-036 del REBT 2002
Aislamiento entre circuitos	Protecciones independientes para mando y fuerza
Otros	Opcional como accesorio: trafo de corriente para registro de intensidad en PC241, PC242 ó PCX
Otros	

Oficina Central C/ Madera, 8 - 16 P.I. Sta. Ana Tfno.: 916 702 851 www.absgroup.es
Alicante 965 283 912 Barcelona 932 632 900 Bilbao 946 312 074 Ibiza 971 193 886 Madrid 914 994 009
Málaga 952 201 521 Murcia 968 905 252 Oviedo 985 781 819 Palma 971 431 295
Sta. Cruz Trffe. 922 325 230 Sevilla 954 259 410 Valencia 961 519 660 Vigo 986 493 121 Zaragoza 976 442 878
NIF: ES A-28388023 Sociedad Unipersonal inscrita en el Registro Mercantil de Madrid Tomo 3796 Libro 3º de Sociedades Folio 172 Hoja 30076

4.2. SISTEMA SUD

Material de la canonada	Acer inoxidable
Diàmetre nominal	6"
Diàmetre interior	154,06 mm
Diàmetre exterior	168,28 mm
Viscositat del fluid	1,02 mm ² /s
Rugositat de la canonada	0,046 mm
Factor de fricció	0,015 m
Alçada geomètrica	7,0 m
Longitud de la canonada	15 m
Cabal	50 l/s
Velocitat	2,7 m/s

PÈRDUES D'ENERGIA DEGUT A LA FRICCIÓ:

Càlcul del Número de Reynolds:	405.126, que indica que el flux és turbulent
Factor de fricció:	0,017
Pèrdues per fricció:	0,563 m

Això significa que 0,563 N·m d'energia es perden per cada N d'aigua que flueix al llarg de la longitud de 15 m de conducte.

PÈRDUES MENORS:

ELEMENT	Le/D	K	hL	nº	h _t total
Colze 90º	20	0,3	0,11	4	0,44
Vàlvula de comporta	8	0,12	0,04	1	0,04
Vàlvula de bola	340	5,1	1,87	1	1,87
Te	20	0,3	0,11	1	0,11
Sortida		1	0,37	1	0,37

Així doncs les pèrdues menors s'avaluen en 2,83 m, per la qual cosa les pèrdues de càrrega per fricció seran de **3,4 m**.

Coneguts tots els paràmetres necessaris,

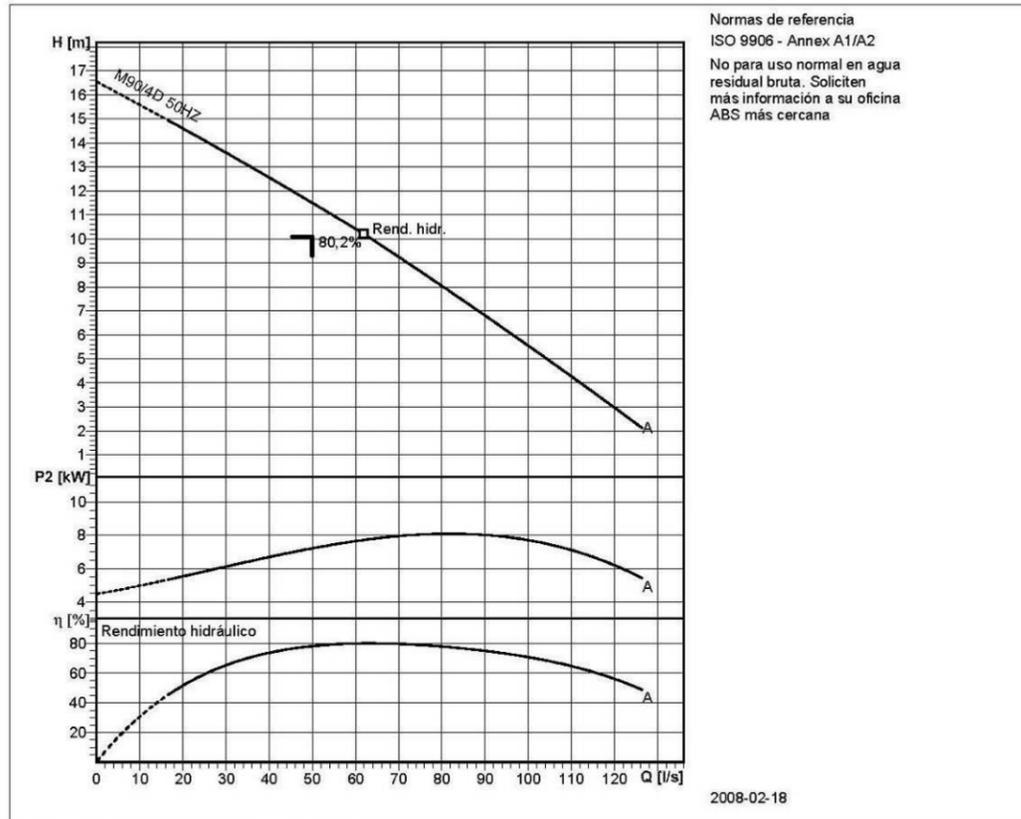
- Cabal: 500 l/s
- Alçada manomètrica: 10,4 m

es procedeix a seleccionar la bomba adequada per aquest cas.

Es tracta d'una bomba submergible per aigües residuals, model AFP1546.A-M 90/4-D05*10 amb motor de 9 kW a l'eix a 1450 rpm, a 400 V i 50 Hz.



AFP 1546 50 HZ



Especificaciones características de funcionamiento			
Caudal	52,7 l/s	Altura	11,2 m
Rendimiento	79 %	Potencia absorbida	7,34 kW
NPSH	2,3 m	Fluido	Aguas de drenaje
Temperatura	4 °C	Tipo de instalación	Bomba simple
N° de bombas	1		
Datos bomba		Datos motor	
Tipo	AFP 1546 50 HZ	Marca	ABS
Serie	AFP M1-ME3 (1kW-22kW)	Rodete	ContraBlock impeller, 2 vane
N° de paletas	2	Dimensiones rodete	260 mm
Pasaje libre	75 mm	Boca de aspiración	DN150
Boca impulsión	DN150		
Tensión nominal	400 V	Frecuencia	50 Hz
Potencia nominal	9 kW	Velocidad nominal	1425 rpm
Numero de polos	4	Rendimiento	83,1 %
Factor de potencia	0,807	Corriente nominal	19,4 A
Corriente de arranque	110 A	Par nominal	60,3 Nm
Par de arranque	130 Nm	Grado de protección	IP68
Clase de aislamiento	F		

ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005

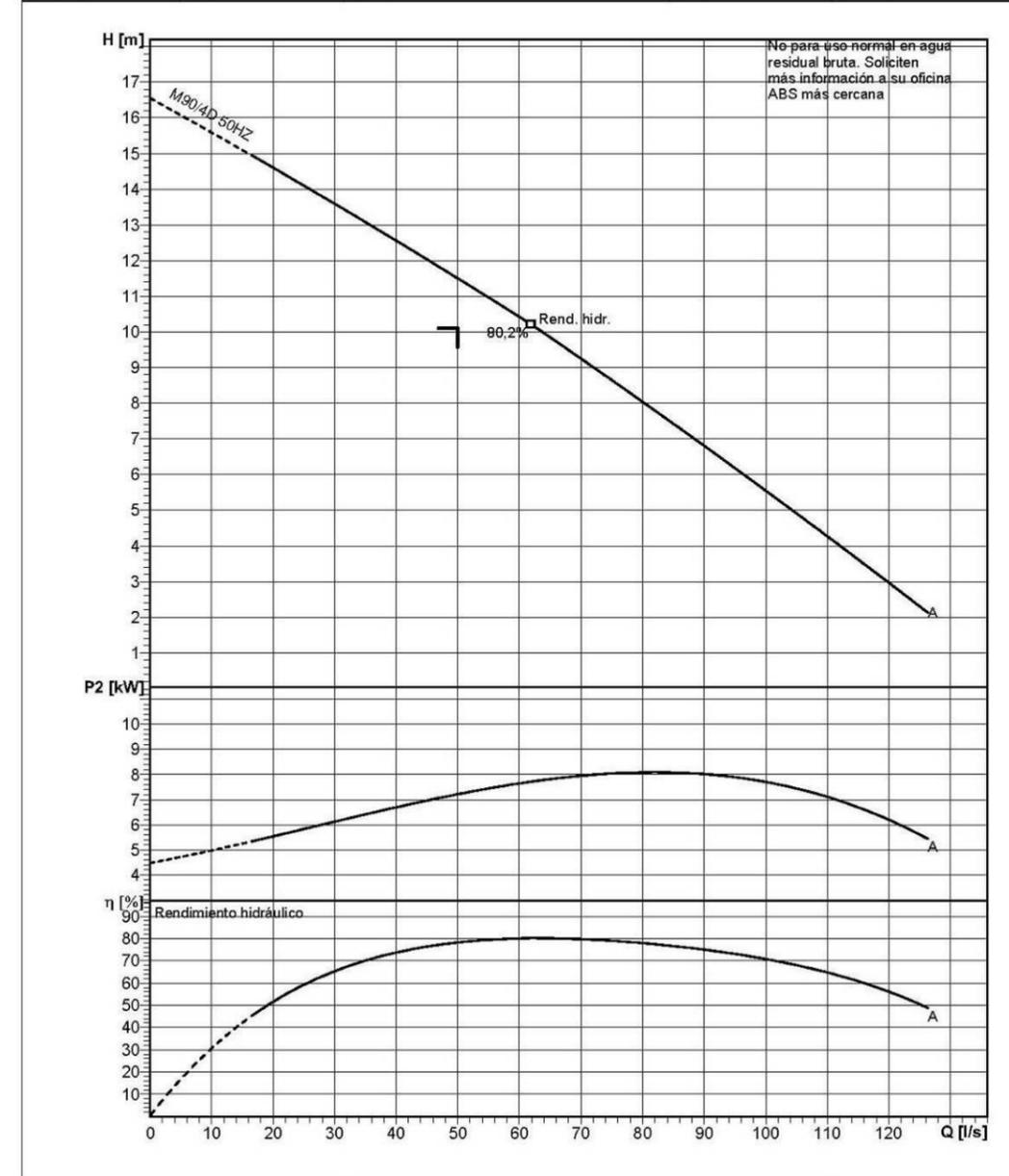


**Curva de performance bomba
AFP 1546 50 HZ**

Numero curva

Curva de referencia
AFP 1546

Densidad 1 kg/dm ³	Viscosidad 1,57 mm ² /s	Normas de referencia ISO 9906 - Annex A1/A2	Boca impulsión DN150	Frecuencia 50 Hz
Caudal 52,7 l/s	Altura 11,2 m	Potencia nominal 7,34 kW	Velocidad nominal 1425 rpm	Fecha 06.05.2009
			Rendimiento hidráulico 79 %	NPSH 2,3 m



Dimensiones rodete 260 mm	N° de paletas 2	Rodete ContraBlock impeller, 2 vane	Dim. cuerpos sólidos 75 mm	Revisión 2008-02-18
------------------------------	--------------------	--	-------------------------------	------------------------

ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE



AFP 1546 50 HZ

AFP/M1-ME3

Bombas sumergibles de ABS, robustas y fiables, con potencias de 1,3 a 30 kW, idóneas para la evacuación de aguas residuales domésticas o urbanas en edificios y obras, así como en la industria. Los motores son estancos, encapsulados y totalmente sumergibles, disponibles en versión standard o anti-deflagrante. Hidráu cb (contra-bloqueo) o impulsores vortex. Existe la posibilidad, bajo pedido, de suministrarlas con camisa de refrigeración para funcionamiento en seco.

Caudales hasta 820 m³/h
 Altura máx. 92 mts.

Modelo: AFP 1546 50 HZ

Datos técnicos
 Caudal : 52,7 l/s
 Altura de impulsión : 11,2 m
 Rendimiento hidráulico : 79 %
 Rendimiento total : 66,7 %
 Potencia en el eje : 7,34 kW

Velocidad : 1425 rpm
 Tipo de impulsor : ContraBlock impeller, 2 vane
 Potencia del motor : 9 kW
 Tensión : 400 V
 Frecuencia : 50 Hz
 Orificio de aspiración : DN150
 Salida de descarga : DN150

ABS se reserva el derecho de modificaciones en los datos y dimensiones sin previo aviso, sin que ello implique ninguna responsabilidad.

ABSEL PRO 1.7.1 / 17.03.2005

	Massblatt AFP 1546 Nassinstallation	No: AN-M.22.290 -03
	Dimension sheet WET-WELL Installation	Drawn: 04.07.00/D.Wheilan
	Dimensioni Installazione sommersa	Issue Date: 16.07.01
	Hoja de dimensiones instalación sumergida	Änderungen vorbehalten
	Plan d'encombrement installation noyée	Technical changes reserved
		Con riserva di modifiche
		Con reserva de modificaciones
		Sans réserve de modification

50 Hz

Typ Type Tipo	Gewicht Weight Poids (kg)	H (mm)
M90/4	14,9	781
M60/4	138,7	731
M40/4	131,3	731
M30/6	131,7	731

60 Hz

Typ Type Tipo	Gewicht Weight Poids (kg)	H (mm)
M105/4	14,9	781
M90/4	138,7	731
M75/4	138,7	731
M35/6	131,7	731

S.I.

min Schachtlöffnung
 min Sump opening
 Dimensioni min. botola
 min apertura del pozo
 Largeur min. du puitsard

1050x780 (eine Pumpe)
 1050x1520 (zwei Pumpen)

* für Skt-Holzschraube 10 x 70
 Dübel Ø12

DN150
 PN16
 DIN2633

Ø23 (8x)

Gewicht: Beinhaltet Pumpe und Halterung
 Weight: Includes pump and slider bracket
 Il peso include il pezzo intermedio
 Peso: Incluye bomba y uña
 Poids: Pompe et coulisseau

Guss-Allgemeintoleranzen nach DIN1680 - GTB16
 General tolerances for castings in acc. to DIN1680-GTB16
 Tolleranze generali delle fusioni secondo DIN1680-GTB16
 Tolerancias generales para la fundición seg. de DIN1680-GTB16
 Tolérance générale de la fonderie selon DIN1680-GTB16



0207003336

Posición: 2.0- POZO 2 / BOMBAS 50l/s a 10,1m.c.a.

INVALL ENGINYERIA CONSULTORA, S.A.
BOMBEO PLUVIALES SECTOR SUD 1 - ROSELLO

DATOS DE LA INSTALACIÓN

Caudal unitario exigido	180 m3/h	Tipo de aguas	agua residual
Altura manométrica calculada	10,1 m.c.a.	Tipo de instalación	sumergida fija
Paso de sólidos exigido		Temperatura medio ambiente	
		Densidad	1 Tm/m3

PARÁMETROS EN EL PUNTO DE SERVICIO

Caudal unitario:	Q según curva anexa
Altura manométrica:	H según curva anexa
Rendimiento hidráulico:	Etap según curva anexa
Potencia absorbida en el eje:	P2 según curva anexa

SOLUCIÓN PROPUESTA

Modelo:	AFP1546.A-M 90/4-D05*10		
Nº de equipos	2		
Datos del equipo			
Tipo de impulsor	CB-Contra Bloqueo (Bicanal)		
Estanqueidad del eje	Junta mecánica Carburo-silicio		
Sistema de refrigeración	Libre circulación del medio (opcional con camisa)		
Nº/Diám. del impulsor	curva anexa	Peso	149 kg
Paso de sólidos	75 mm	Longitud del cable	10 m
Diámetro de salida	150 mm	MATERIALES	
P2 Pot. nominal en el eje	9 kW	Alojamiento motor	Fundición Gris GG 25
P1 Pot. eléctrica instalada	10,8 kW	Eje del rotor	Acero inox. AISI 420
Velocidad motor	1450 rpm	Impulsor	Fundición Gris GG 25
Frecuencia	50 Hz	Voluta	Fundición Gris GG 25
Tensión	400/695 V	Tornillería exterior	Acero inox. AISI 316
Intensidad nominal	19,4(400) A		
PROTECCIONES			
Protección térmica	TCS con sensores térmicos en cada fase del bobinado		
Protección de estanqueidad	Sistema DI, con sonda en la cámara de aceite		

Oficina Central Alicante 965 283 912 Málaga 952 201 521 Sta.Cruz Trffe. 922 325 230
C/ Madera, 8 - 16 Barcelona 932 632 900 Murcia 968 805 252 Sevilla 954 259 410
P.I. Sta. Ana Bilbao 946 312 074 Oviedo 985 781 819 Valencia 961 519 660
Tfno.: 916 702 851 Ibiza 971 193 886 Palma 971 431 295 Vigo 986 493 121
www.absgroup.es Madrid 914 994 009 Zaragoza 976 442 878

NIF: ES A-28388023 Sociedad Unipersonal inscrita en el Registro Mercantil de Madrid Tomo 3796 Libro 3º de Sociedades Folio 172 Hoja 30076



0207003336

Posición: 2.1- CUADRO ELECTRICO POZO 2

INVALL ENGINYERIA CONSULTORA, S.A.
BOMBEO PLUVIALES SECTOR SUD 1 - ROSELLO

CUADRO ELÉCTRICO

Modelo	C.ELECT.TLM 2B 11KW 23A ES.TR. 400V C/MAGNETOTERM.
Nº de equipos	1

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL CUADRO

Cargas a conectar	2 bombas	Tipo de arranque	Estrella - triángulo
Potencia eléctrica del motor P1 (kW)	11	Alimentación al cuadro	Trifásica III+N 400VAC
Intensidad máxima por motor (A)	23	Características estándar de cuadro tipo	TLM

CARACTERÍSTICAS DE DETALLE DEL CUADRO

Interruptor principal	Seccionador general (categoría AC21)
Tipo de contactor usado	Contactores tripolares para arranque de motores (categoría AC3)
Prot. eléctrica por salida	Magnetotérmica contra cortocircuitos y sobrecargas
Tipo de control	Sistema de control a relés con alternator (opcional PC241/242 ó PCx con o sin panel de operador PCxop) Arranque y parada por boyas (opcional HSC2 ó HSR con controladores AQUALEVEL)
Opción de control manual	Sistema de control manual (independiente del automático)
Opción de control semiautomático	Opción de sistema de control semi-automático (para casos de avería de sistema de control principal o fallo en sistema de medida)
Señalización marcha/fallo	Pilotos de marcha (verde) y fallo térmico (rojo)
Señalización humedad bomba	Opcional como accesorio: pilotos para señalización de humedad (azul)
Señaliz. Temperatura bomba	Opcional como accesorio: piloto para señalización de estado y fallo en sonda térmica (amarillo)
Medidas eléctricas y control de funcionamiento de cada bomba	factor de potencia, además del número de arranques, horas de funcionamiento e intensidad consumida por cada bomba
Posibilidades de comunicación	Opcional con controladores ABS: Puerto serie RS232/485 para comunicación por cable, radio, telefonía fija o móvil, fibra óptica, Ethernet, Wifi, Gestión GSM-GPRS y de envío de mensajes GSM-SMS
Bloqueo/reset por alarma	Opcional como accesorio: Sistema reset general de alarmas
Protección circuito de mando	Mando tipo MBTS (24VAC/DC) según ITC-BT-036 del REBT 2002
Aislamiento entre circuitos	Protecciones independientes para mando y fuerza
Otros	Opcional como accesorio: trafo de corriente para registro de intensidad en PC241, PC242 ó PCX
Otros	

Oficina Central Alicante 965 283 912 Málaga 952 201 521 Sta.Cruz Trffe. 922 325 230
C/ Madera, 8 - 16 Barcelona 932 632 900 Murcia 968 805 252 Sevilla 954 259 410
P.I. Sta. Ana Bilbao 946 312 074 Oviedo 985 781 819 Valencia 961 519 660
Tfno.: 916 702 851 Ibiza 971 193 886 Palma 971 431 295 Vigo 986 493 121
www.absgroup.es Madrid 914 994 009 Zaragoza 976 442 878

NIF: ES A-28388023 Sociedad Unipersonal inscrita en el Registro Mercantil de Madrid Tomo 3796 Libro 3º de Sociedades Folio 172 Hoja 30076

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE**5. ARQUETA VALVULERIA**

A conseqüència de la instal·lació dels equips de bombament, es necessari que un cop s'hagi sortit del dipòsit s'instal·li una petita arqueta per la implantació de la valvuleria; es a dir, la vàlvula de retenció i la vàlvula de seccionament de cada impulsó.

Tot i tenir les mateixes dimensions en planta, l'arqueta necessària per cada sistema d'emmagatzematge difereix sensiblement en alçada.

Les dimensions consten a la següent taula:

ARQUETA	Dimensions exteriors (m)	Gruix parets (cm)	FONDÀRIA TOTAL (m)
Nord	3,70 x 2,30	25	3,25
Sud	3,70 x 2,30	25	2,75

Taula 4. Dimensions interiors de les arquetes

El gruix de la solera serà de 30 cm, mentre que la llosa superior serà de 25 cm

6. ARQUETA DE TRENCAMENT DE CÀRREGA

En aquest cas, les dimensions en planta també són les mateixes per a cada situació. Les dimensions consten a la següent taula:

ARQUETA	Dimensions exteriors (m)	Gruix parets (cm)	FONDÀRIA TOTAL (m)
Nord	3,70 x 2,80	25	2,45
Sud	3,70 x 2,80	25	2,35

Taula 5. Dimensions interiors de les arquetes

El gruix de la solera serà de 30 cm, mentre que la llosa superior serà de 25 cm

6.1. CÀLCULS ESTRUCTURALS

Els càlculs estructurals per les arquetes es poden observar a l'annex núm. 20 del projecte, on es calcula l'arqueta més desfavorable de tots els casos i es comprova que compleix, segons les condicionants de terreny. Per analogia, si la resta d'aquests elements s'ajusten a la mateixa metodologia d'armat, formigons i geometria de murs i lloses, s'entén que també seran aptes.

7. CÀLCULS HIDROLÒGICS

Amb la finalitat de dimensionar els dipòsits de retenció es necessari conèixer l'escorrentia que es genera, quan es produeix una precipitació determinada. És a dir, calcular l'hidrograma.

Primer que res, és necessari fer algunes consideracions:

- Sota criteris dels tècnics de la Comunitat de Regants del Canal de Pinyana, tot i que la xarxa de col·lectors ha estat dimensionada pel cabal màxim del període de retorn (T) de 10 anys, els dipòsits cal dimensionar-los per un període de retorn de 25 anys.
- Es considera necessari aplicar el mètode dels blocs alternats pel càlcul de l'hidrograma, que s'aproximarà a un mètode simplificat.
- Per no tractar-se d'un dipòsit de laminació sinó de retenció, no es tindran en compte les condicions de contorn de sortida. Considerant així, la xarxa lliure en el moment de l'abocament i sense la influència del dipòsit.

Per tenir una idea aproximada de la resposta d'una conca petita a unes precipitacions curtes i homogènies, es poden utilitzar algunes fórmules empíriques que, basant-se en característiques físiques de la conca (superfície, pendent mitjana, longitud del curs, etc.) proporcionen una idea del hidrograma resultant. Entre les nombroses aproximacions possibles, en el cas que ens ocupa, s'ha realitzat a partir del hidrograma unitari del SCS (Soil Conservation Service), mitjançant la utilització del software HEC-HMS 3.1.0.

Per al càlcul mitjançant aquest mètode cal conèixer les dades de superfícies i usos de la conca, així com les dades de pluviometria de la zona.

Per la disposició i orografia del terreny, així com les rasants de pavimentació projectades, es dissenya una xarxa de pluvials formada per dues àrees independents, que definim com a zona nord i zona sud. En el plànol que s'adjunta més endavant es pot observar cadascuna d'aquestes àrees, les quals s'ajusten a la següent zonificació:

ZONA	VIALITAT (m ²)	PARCEL·LA I EQUIPAMENTS* (m ²)	ZONA VERDA (m ²)	TOTAL (m ²)
nord	26.888,1	94,1	14.526,2	41.508,4
sud	17.301,3	10.096,6	1.877,1	29.275,0

Taula 6. Zonificació de cada conca

*Cal recordar que segons l'establert al "Pla Parcial Urbanístic sector SUD-1, "Costa dels Carros" de Rosselló", es d'obligat compliment que cada edificació o conjunt de vivendes plurifamiliars disposi del seu propi dipòsit de pluvials dins la finca, el qual haurà de tenir suficient capacitat per regular el vessament de cobertes, terrats i jardins.

Així doncs les superfícies indicades a la taula 6 no inclouen les superfícies edificables d'àmbit privat.

Per tant, aquest valor únicament estarà constituït per les zones d'equipaments. Encara que la gran zona situada al oest del sector, davant la desconeixença de l'ús que se li donarà, es preveu que en formi part dels càlculs un 40% de la superfície total.

A partir d'aquestes superfícies cal determinar el grau d'impermeabilització de cadascuna de les zones, que en el cas de la zona nord correspon a un 64,8%, mentre que la sud suposa un 93,6 %.

Els valors de pluviometria considerats en aquest estudi s'han extret de la publicació *Máximas lluviás diarias en la España peninsular* de la Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento), mitjançant el software Maxpluwin, comparats amb els valors extrets del mapes d'isoprecipitacions màximes publicats per l'ACA.

El valor obtingut de P_d és de: 81 mm/dia

Amb aquest valor i tenint en compte que el quocient I_1/I_d a Catalunya es pot considerar un valor mitjà d'11, s'obté la següent relació temps-intensitat, a partir de la qual dona com a resultat la corba IDF al terme municipal de Rosselló.

Tiempo (h)	I (mm/h)
0,08	141,0
0,17	100,4
0,25	81,4
0,33	69,8
0,42	61,7
0,50	55,7
0,58	51,0
0,67	47,2
0,75	44,1
0,83	41,4
0,92	39,1
1,00	37,1

Taula 7. Relació temps - intensitat

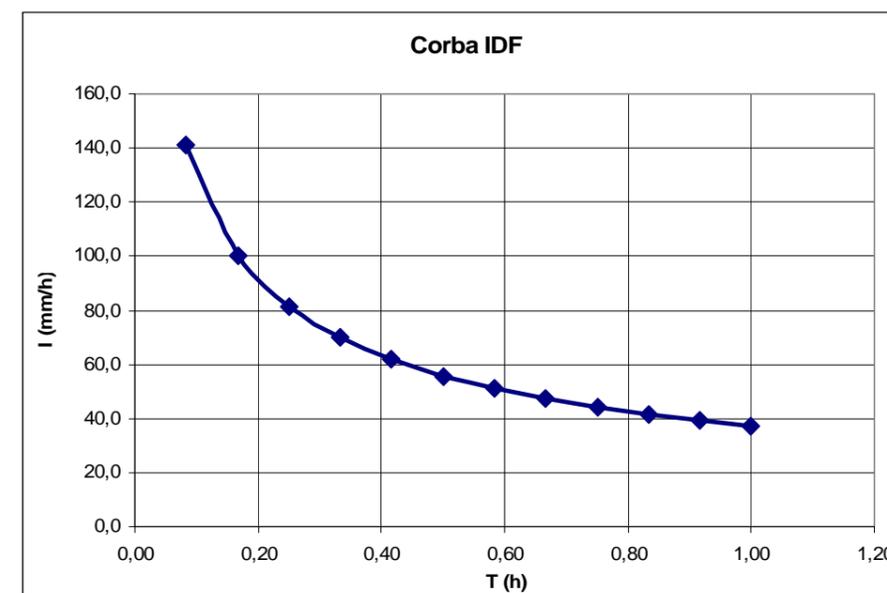


Figura 1. Gràfica de la corba IDF per al terme de Rosselló

7.1. CÀLCUL HIDROLÒGIC SECTOR NORD

T_c (h)=	0,19
I_1/I_d =	11
P_d (mm)	81
P_o (mm)	11,80
T lag (h)=	0,06
T lag (min)=	3,57

Les dades de pluja bruta són les següents:

Increment de temps (min)	Precipitació (mm)	Intensitat (mm/h)
10	3,03	18,16
20	4,6	27,63
30	16,73	100,38
40	6,53	39,15
50	3,63	21,8
60	2,61	15,63

Taula 8. Distribució de pluja per blocs alternats

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

Amb les quals es pot interpretar el següent hietograma:

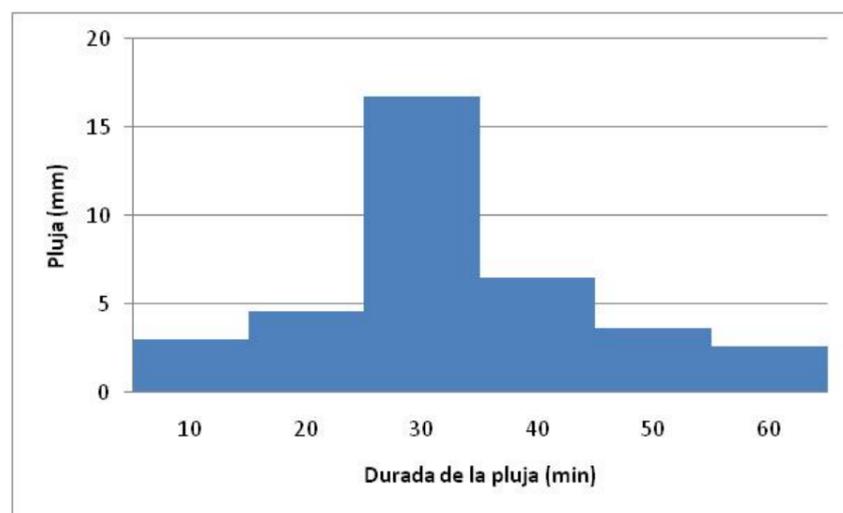


Figura 2. Hietograma de pluja bruta

Altres paràmetres que cal determinar per poder obtenir els hidrogrames són els següents:

Longitud (km)	L	0,575
Pendent (m/m)	i	0,035
Temps de concentració (h)	T _c	0,192
Temps de retard (min)	T _{lag}	3,57
Intensitat mitja màxima (mm)	I _t	89,9
Paràmetre escorrentiu (mm)	P _o	11,80
Factor regional corregit	P' _o	15,34
Número de corba	NC	77
Coeficient escorrentiu	C	0,457
Coeficient d'uniformitat	-	1,009
Cabal (m ³ /s)	Q	0,50

Taula 9. Dades hidrològiques de la conca nord

A continuació s'adjunta la taula corresponent per al càlcul del llindar escorrentiu calculat:

COBERTES	SUP (km ²)	P _o	ÀREA OCUPADA %	P _o ponderada
VIALS	0,026888	2	64,8	1,30
PARCEL·LA	0,000094	4	0,2	0,01
ZONES VERDES	0,014526	30	35,0	10,50
TOTAL	0,041508		100,0	11,80

Taula 10. Valor de P_o per la conca nord

Coneguts tots aquests paràmetres es passa a determinar l'hidrograma de la conca vessant, que ens servirà per conèixer el volum que caldrà retenir al dipòsit. Aquest valor, que suposa l'àrea de l'hidrograma, marca un volum mínim al qual aplicarem un 20% de més, com a resguard.

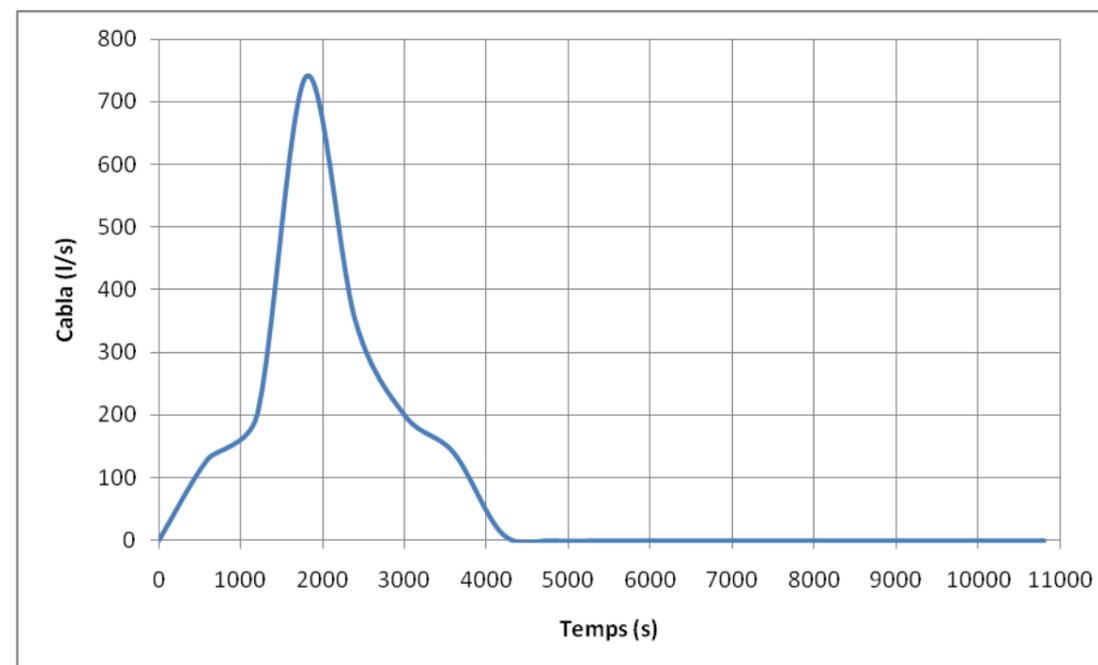


Figura 3. Hidrograma per la situació futura de la conca nord

Simulation Run: Run 1 Subbasin: Subbasin-1			
Start of Run: 01ene2004, 12:00	Basin Model: ROSSELLÓ NORD		
End of Run: 01ene2004, 15:00	Meteorologic Model: Met 1		
Compute Time: 16may2011, 12:00:14	Control Specifications: Control 1		
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge : 0.75 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2004, 12:31		
Total Precipitation : 1.54 (1000 M3)	Total Direct Runoff : 1.07 (1000 M3)		
Total Loss : 0.47 (1000 M3)	Total Baseflow : 0.00 (1000 M3)		
Total Excess : 1.07 (1000 M3)	Discharge : 1.07 (1000 M3)		

Així doncs, el volum mínim del dipòsit serà de 1.070 m³, que aplicant el 20% de majoració, serà de gairebé 1.300 m³. Tot i així, degut a que es projecta la construcció de dipòsits prefabricats, cal ajustar-se a les mides estàndards del fabricant, així com tenir en compte la possible geometria del dipòsit (diàmetre màxim, fondària, cotes dels col·lectors, etc...); de manera que finalment per aquest cas concret s'ha optat per un dipòsit de 1.464 m³.

A continuació s'adjunta la taula que ha permès crear l'hidrograma:

Date	Time (h)	Time (s)	Precip (mm)	Excess (mm)	Direct Flow (m3/s)	Base Flow (m3/s)	Total (m3/s)
01-ene-04	12:00	0			0,000	0.00	0.00
01-ene-04	12:10	600	0.11	0.20	0,130	0.00	0.13
01-ene-04	12:20	1200	0.16	0.30	0,200	0.00	0.20
01-ene-04	12:30	1800	0.49	1.18	0,740	0.00	0.74
01-ene-04	12:40	2400	0.16	0.49	0,350	0.00	0.35
01-ene-04	12:50	3000	0.08	0.28	0,200	0.00	0.20
01-ene-04	13:00	3600	0.06	0.20	0,140	0.00	0.14
01-ene-04	13:10	4200	0.00	0.00	0,010	0.00	0.01
01-ene-04	13:20	4800	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	13:30	5400	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	13:40	6000	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	13:50	6600	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:00	7200	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:10	7800	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:20	8400	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:30	9000	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:40	9600	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	14:50	10200	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00
01-ene-04	15:00	10800	0.00	0.00	0,000	0.00	0.00

Figura 4. Valors referents a la conca nord

7.2. CÀLCUL HIDROLÒGIC SECTOR SUD

Tc (h)=	0,11
l1/ld=	11,00
Pd (mm)	81,00
Po (mm)	4,49
T lag (h)=	0,04
T lag (min)=	2,12

Les dades de pluja bruta són les següents:

Increment de temps (min)	Precipitació (mm)	Intensitat (mm/h)
5	1,35	16,17
10	1,57	18,90
15	1,91	22,90
20	2,46	29,52
25	3,62	43,40
30	11,75	140,95
35	4,98	59,81
40	2,91	34,90
45	2,14	25,74
50	1,72	20,69
55	1,45	17,42
60	1,26	15,10

Taula 11. Distribució de pluja per blocs alternats

Amb les quals es pot interpretar el següent hietograma:

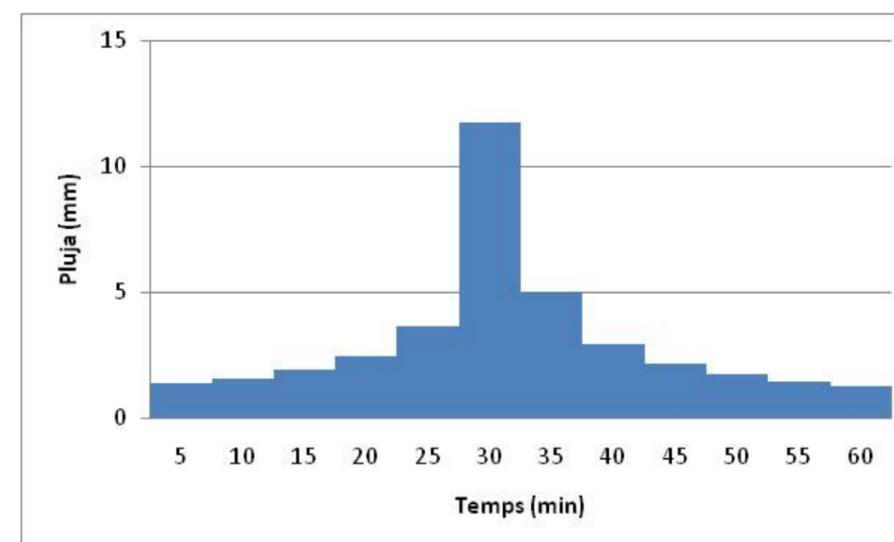


Figura 5. Hietograma de pluja bruta

Altres paràmetres que cal determinar per poder obtenir els hidrogrames són els següents:

ANNEX 7. SISTEMA D'EMMAGATZEMATGE

		SUD
Longitud (km)	L	0,289
Pendent (m/m)	i	0,030
Temps de concentració (h)	T _c	0,114
Temps de retard (min)	T _{lag}	2,12
Intensitat mitja màxima (mm)	I _t	121,4
Paràmetre esorrentiu (mm)	P _o	4,49
Factor regional corregit	P'o	5,84
Número de corba	NC	90
Coefficient esorrentiu	C	0,767
Coefficient d'uniformitat	-	1,005
Cabal (m ³ /s)	Q	0,78

Taula 12. Dades hidrològiques de la conca sud

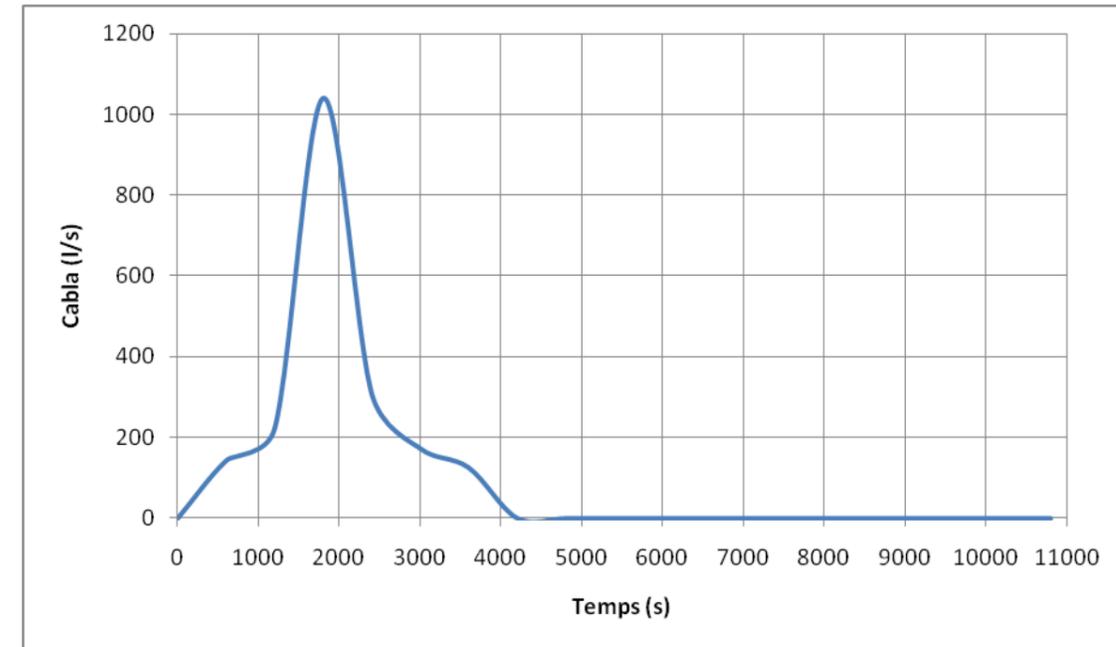


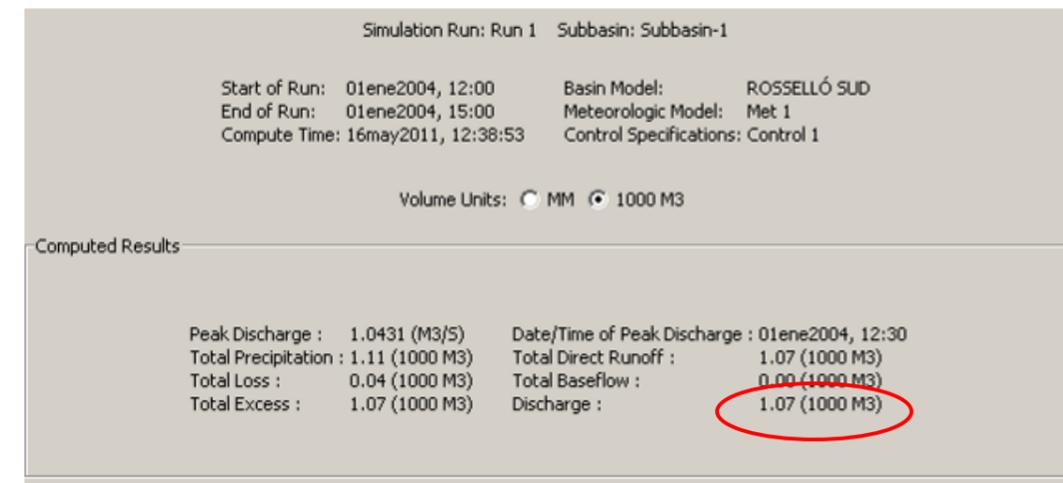
Figura 6. Hidrograma per la situació futura de la conca sud

A continuació s'adjunten les taules corresponents per al càlcul del llinar esorrentiu calculat:

COBERTES	SUP (km2)	P _o	ÀREA OCUPADA %	P _o ponderada
VIALS	0,017301	2	59,1	1,18
PARCEL·LA	0,010097	4	34,5	1,38
ZONES VERDES	0,001877	30	6,4	1,92
TOTAL	0,029273		100,0	4,49

Taula 13. Valor de P_o per la conca sud

Coneguts tots aquests paràmetres es passa a determinar l'hidrograma de la conca vessant, que ens servirà per conèixer el volum que caldrà retenir als dipòsits. Aquest valor, que suposa l'àrea de l'hidrograma, marca un volum mínim al qual aplicarem un 20% de més, com a resguard.



En aquest segon cas, el volum mínim del dipòsit serà de 1.070 m³, que aplicant el 20% de majoració, serà de gairebé 1.300 m³.

Tot i així, i tenint en compte les condicionants anteriors, s'ha seleccionat un dipòsit de 1.447 m³.

A continuació s'adjunta la taula de resultat que ha permès crear l'hidrograma:

Date	Time (h)	Time (s)	Precip (mm)	Loss (mm)	Excess (mm)	Direct Flow (m3/s)	Base Flow (m3/s)	Q (m3/s)
01-ene-04	12:00	0				0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	12:10	600	0.31	0.02	0.29	0,143	0.0000	0,1430
01-ene-04	12:20	1200	0.49	0.03	0.46	0,223	0.0000	0,2227
01-ene-04	12:30	1800	2.35	0.07	2.28	1,040	0.0000	1,0395
01-ene-04	12:40	2400	0.58	0.01	0.57	0,308	0.0000	0,3079
01-ene-04	12:50	3000	0.34	0.01	0.34	0,173	0.0000	0,1729
01-ene-04	13:00	3600	0.25	0.00	0.25	0,126	0.0000	0,1255
01-ene-04	13:10	4200	0.00	0.00	0.00	0,001	0.0000	0,0005
01-ene-04	13:20	4800	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	13:30	5400	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	13:40	6000	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	13:50	6600	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:00	7200	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:10	7800	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:20	8400	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:30	9000	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:40	9600	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	14:50	10200	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000
01-ene-04	15:00	10800	0.00	0.00	0.00	0,000	0.0000	0,0000

Figura 7. Valors referents a la conca sud