



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**PROYECTO DE EDIFICIO EN ALTURA
CON DISTINTAS TIPOLOGÍAS DE
FORJADOS: EFECTOS DEL PROCESO
CONSTRUCTIVO Y
DEFORMACIONES IMPUESTAS.**

Treball realitzat per:

Luis Molina Martín

Dirigit per:

Antonio Marí Bernat

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, 24/01/ 2019

Departament: DECA - Departament d'Enginyeria Civil i Am

TREBALL FINAL DE MÀSTER



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecer a mi Tutor a quien profeso un enorme respeto y admiración, Antonio Marí, por su tiempo y dedicación.

A Paula por acompañarme en todas mis andanzas y a mis padres por haberme dado la oportunidad y medios para conseguir mis metas.

PROYECTO DE EDIFICIO EN ALTURA CON DISTINTAS TIPOLOGÍAS DE FORJADOS: EFECTOS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y DEFORMACIONES IMPUESTAS.

Nombre MOLINA MARTIN. Luís

Arquitecto

UPC

molinamartiluis@gmail.com

RESUMEN

Esta tesina se centra en el estudio de un edificio de oficinas en altura adoptando tres soluciones de forjados de hormigón diferentes; Forjado de losa maciza, losa aligerada y losa postesada.

El objetivo del documento de carácter didáctico, es diseñar, calcular y comparar las tres tipologías constructivas desde diferentes ópticas, mostrando especial interés en las diferencias; constructivas, de tiempos de ejecución y consecuencias estructurales que conllevan la elección de cada tipología.

A lo largo del documento se dimensionarán y calcularán de forma detallada las distintas soluciones utilizando modelos de cálculo muy variados. Cada modelo buscará resolver la estructura ya sea de manera total o parcial a partir de premisas diferentes, con el fin de obtener resultados que puedan aproximarse a un comportamiento real.

ABSTRACT

This Thesis its focus on the study of multi slab office building ; it has been selected three different concrete slab solutions ; Solid slab, Waffle Slab, and post-tensioned slab.

The objective of the document, is to achieve an optimice design, and comparation between the three constructive typologies, from diferents points of view. It shows a special interest in; Constructive process, construction time, and the structural consecuencies which come up from the election.

Through this text, It is been designed, and worked out in a detailed way, the different solutions, from a wide number of structural models. Each model will look for the structure, in a partial or local way, with the aim of finding out approximate results to real life.

PALABRAS CLAVE: Losa maciza, losa aligerada, postesado, cordón, no adherente, acortamiento elástico, rigidez, torsión, cimbra.

INDICE

1.INTRODUCCIÓN	5
1.1.Información general.	6
1.2 Motivación del trabajo.	7
1.3 Objetivos.	8
1.3.1 objetivo general	8
1.3.2 Objetivos parciales	8
2.MEMORIA DESCRIPTIVA	8
2.1. Definición de la geometría del edificio	8
2.2. Programa y uso del edificio.	8
2.3. Planos.	9
3. BASES DE CÁLCULO	10
3.1. Generalidades	10
3.1.1. Durabilidad	10
3.1.2. Resistencia al fuego	10
3.2 Modelos de cálculo.	11
Modelo A.1.	11
Modelo A.2.	12
Modelo A.3.	13
Modelo A.4.	14
Modelo B.1.	14
Modelo B.2	16
Modelo B.3	16
Modelo B.4	17
Modelo C.1	18
Modelo C.2	18
Modelo C.3	18
3.3. Definición del terreno	18
3.4. Materiales	18
3.5. Definición de acciones y cargas	19
3.5.1. Cargas Permanentes	19
3.5.2. Cargas Variable Sobrecarga de Uso	20
3.5.3. Cargas Variable Nieve	20
3.5.4. Cargas Variable Viento (Simplificado)	21
3.5.4. Cargas Variable Viento (edificio en Altura)	22
3.5.5. Empujes del terreno sobre muros de sótano	23
3.6. Definición de combinaciones	24

3.7. Rigidez estructural.	24
4. DISEÑO DE FORJADO DE LOSA MACIZA	26
4.1.Predimensionado	26
4.1.1Predimensionado de elementos mediante Tablas.	26
4.1.2. Predimensionado de la losa frente a deformaciones. (MODELO A.2)	27
4.1.3. Predimensionado de la losa frente a Esfuerzos normales.	28
4.1.4. Predimensionado de Cimentación.	36
4.2 Cálculo de esfuerzos (H=21cm)	37
4.3. Disposición de armado y comprobación de ELU.	37
4.3.1 Armado de Losa de cimentación.	37
4.3.2. Armado de pilares.	41
4.3.3. Armado de Muros.	44
4.3.4. Armado de Losa Maciza.	46
4.5.Comprobación ELS	55
4.5.2 Control de fisuración en Losa	55
4.5.2 Deformaciones en Losa. (Combinacione ELS,q 4) (MODELO A.3)	56
5. DISEÑO DE FORJADO de Losa Aligerada (Forjado Reticular)	61
5.1.Predimensionado	61
5.1.1.Predimensionado de elementos mediante Tablas. $L/25=24\text{cm}$	61
5.1.2. Predimensionado de forjado mediante pórticos virtuales. (MODELO B.1)	61
5.1.3. Predimensionado a partir de deformaciones máximas. (MODELO B.2)	64
5.2 Cálculo de esfuerzos (ELU Envolvente)	65
5.3. Disposición de armado y comprobación de ELU.	65
5.3.1 Armado de Losa de cimentación.	65
5.3.2. Armado de pilares.	66
5.3.3. Armado de Muros.	69
5.3.4. Dimensionado de Forjado Tipo Aligerado frente ELU.	70
5.4 Comprobación ELS (modelo B.3)	78
5.4.1 Control de fisuración en Losa	78
5.4.2 Deformaciones en Losa. (MODELO B.3 Y B.3 FIS)	83
6.DISEÑO FORJADO de Losa Maciza post-tesada.	89
6.1. Predimensionado	89
6.1.1.Predimensionado mediante cargas equivalentes .	89
6.1.2.Predimensionado del canto a Punzonamiento.	90
6.1.3.Predimensionado del número de cordones y trazado.	90
6.1.4.Perdidas	91
6.1.5.Comprobación del estado tensional.	92
6.2.Cálculo de esfuerzos y Dimensionado	95

6.2.1. Disposición del trazado.	95
6.2.2. Perdidas del pretensado a lo largo del trazado.	98
6.3 Estados Límite Últimos.	107
6.3.3. Punzonamiento	113
6.4 Estados Límite de servicio.	116
6.4.1 Estado tensional en Servicio.	116
6.4.2 Estados límites de servicio. Deformaciones	119
7. DEFINICIÓN Y SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE CADA EDIFICIO.	123
7.1. Marco Teórico del proceso de ejecución en forjados de hormigón.	123
7.2. Plan de ejecución de la estructura de losa maciza.	124
7.3. Plan de ejecución de la estructura de losa aligerada reticular.	132
7.4. Plan de ejecución de la estructura de forjado postesado	134
8. CONCLUSIONES	136
8.1. Comparativas entre predimensionados.	136
8.2. Comparativas de cimentaciones	136
8.3. Comparativas de pilares	137
8.4. Comparativas entre procesos constructivos	138
8.5. Comentarios sobre los modelos de cálculo y sus efectos en el dimensionado	139
8.6. Conclusión final	141
Referencias	142
ANEJOS.	143
ANEJO 1. PLANOS ARQUITECTURA	143
ANEJO 2. PLANOS ESTRUCTURA	143
ANEJO 3. COMBINACIONES DE CARGA	143
ANEJO 4. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA MACIZA.	143
ANEJO 5. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA ALIGERADA.	143
ANEJO 6. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA POST TESADA.	143
ANEJO 7. PLAN DE EJECUCIÓN DE OBRA	143

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Información general.

Las losas son elementos constructivos principalmente horizontales de carácter unidireccional o bidireccional.

Cuentan con dos dimensiones principales que definen el plano horizontal y una tercera perpendicular al mismo, con dimensiones muy inferiores en comparación con las otras dos. Esto les propicia un claro comportamiento a flexión en su plano, soportando cargas perpendiculares en el mismo. Dándose por válida la hipótesis de considerarlos como un diafragma infinitamente rígido en su plano, transmitiendo los esfuerzos horizontales a los elementos verticales como pilares y muros, a quienes se les confiará el descenso de estas cargas hasta cimentación. La unión entre el elemento vertical y horizontal, es un punto crítico que deberá estudiarse cuidadosamente.

En este documento solo se estudiarán forjados de losa bidireccional, lo cual supondrá la necesidad de refuerzo en las dos direcciones.

Existen distintas tipologías estructurales de losas bidireccionales, La elección de una tipología idónea, viene determinada por diferentes factores que condicionarán la decisión. Necesidad de altura libre, cantos máximos para optimizar el número de plantas, dimensiones reducidas de soportes, necesidad de cubrir grandes luces o soportar grandes cargas entre otras.

A modo de introducción se comentarán brevemente, las tipologías de forjado de hormigón de losa bidireccional que se trataran en esta tesis;

A-Forjado de losa maciza.

Se trata de un elemento horizontal de sección constante a lo largo de sus dos directrices principales. Es un forjado para luces medias o bajas, debido a su elevado peso propio. Es el forjado que mejor se adapta a un contorno (o distribución de huecos) complejo. Requiere de apuntalamiento completo. Se puede apoyar directamente sobre los soportes de acero u hormigón.

Su ejecución es relativamente sencilla, debido a que se encofra en un único plano, lo cual abarata bastante su coste.

En edificación es normal encontrarlos junto a pilares aislados, por lo que puede llegar a necesitar de un recrecido extra en la zona alrededor del pilar (capitel). Aunque desde el punto de vista de facilidad constructiva, el uso de capiteles correría en contra de una de las virtudes más destacadas de esta tipología, la sencillez de encofrados.

TIPO	CARACTERÍSTICAS	LUZ L [m]	CANTO [m]	PESO [kN/m ²]	COSTE [EUR/m ²]
Losa maciza	Valores posibles	< 10.00	0.15 - 0.40	2.25 - 10.00	50 - 100
BIDIRECCIONAL	Valores más habituales (recomendables)	3.00 - 8.00	0.20 - 0.30	5.00 - 7.50	60 - 80
			H = L/[24-30]	P = H * [25]	C = 20(encofrado) + H * [180 - 200]

Tabla 1. Predimensionado Losa maciza

B-Forjado de losa aligerada en dos direcciones

Se trata de un elemento horizontal de tipo emparrillado, donde aparecen nervios equidistantes en una o en las dos direcciones, encargados de transmitir los esfuerzos de flexión a pilares y

muros. Cuenta con una capa superior de compresión, cuya misión es la de asegurar el comportamiento monolítico del conjunto.

Es un forjado para luces medias. Se necesita replantear el casetonado, por lo que resulta poco adaptable a contornos de planta y huecos complejos. Requiere de apuntalamiento completo. Se puede usar con vigas de hormigón, planas o de canto, pero generalmente su uso es sin vigas y directamente sobre los soportes de acero u hormigón. Requiere el macizado (ábacos) sobre soportes para resolver el cortante con o sin necesidad de armadura. Hay casetones recuperables y perdidos.

TIPO	CARACTERÍSTICAS	INTEREJE [m]	LUZ L [m]	CANTO H [m]	PESO [kN/m ²]	COSTE [EUR/m ²]
Forjado reticular BIDIRECCIONAL	Valores posibles	0.60 - 1.00	< 14.00	0.25- 0.60	3.50 - 6.00	60 - 120
	Valores más habituales (recomendables)	0.70 - 0.80	6.00 - 12.00	0.30- 0.40	4.00 - 5.00	70 - 90
				H = L/[22 -28]	P = H *[13 -14]	C = 25(encofrado) + H * [140 - 160]

Tabla 2. Predimensionado reticular

C-Forjado de losa postesada.

Se trata al igual que la losa maciza de un elemento de sección constante. La diferencia con el anterior, es que este cuenta con una serie de vainas internas. Estas vainas contienen cordones no adherentes, los cuales se tesarán una vez hormigonada la losa transfiriendo una carga de compresión al forjado, que por un lado evitará la apertura de fisuras, y por otro generará unas flexiones dependientes de las excentricidades del trazado, capaces de contrarrestar los esfuerzos flectores producidos por el peso propio incluso pudiéndose crear efecto de contra flecha.

Es un forjado para grandes cargas y luces. Se necesita replantear el trazado de las vainas, por lo que resulta más complejo de ejecutar que el forjado de losa maciza, además de la necesidad de equipo de tesado. Requiere de apuntalamiento completo. Se pueden concentrar los cordones sobre los soportes en ambas direcciones, o repartirse de forma uniforme a lo largo de la losa. También son válidas soluciones mixtas que eviten complejidades constructivas a la vez que sean eficaces.

1.2 Motivación del trabajo.

Conocer el comportamiento, ventajas y condicionantes de los distintos tipos de forjados es una herramienta muy valiosa, que aplicada a edades tempranas en el proceso de diseño arquitectónico y estructural de un edificio puede suponer un ahorro de recursos muy importante. Además de que la elección del sistema estructural correcto otorgará de sentido y potencia a la estructura, propiciándole un valor extra al binomio indisoluble que debe ser arquitectura y estructura.

Para mi esta tesina ha supuesto un campo de trabajo y estudio de carácter didáctico-práctico a través de las distintas tipologías de forjado, donde he podido comprender su comportamiento, y como pueden influir en los resultados obtenidos los diversos parámetros que el consultor de estructuras debe tener en cuenta.

Mi empeño en este trabajo ha sido conseguir diseñar, dimensionar y calcular todos los elementos a partir de hojas de cálculo de elaboración propia, acompañándose de manera puntal con software de cálculo. Permiéndome entender la trazabilidad de los resultados y creando una

base sólida para una futura comprensión de los resultados de software de cálculo que tanto agilizan los procesos de cálculo.

En resumen esta tesina me ha permitido ahondar en conocimientos ya aprendidos, desde una óptica demasiado teórica, acercándome al diseño práctico de estructuras y afianzando conceptos a través de la comparación entre los diferentes resultados obtenidos. Por no hablar de un riguroso método de trabajo que estoy seguro me será de gran ayuda en mi futuro profesional.

1.3 Objetivos.

1.3.1 objetivo general

Dado un edificio de cargas y luces determinadas, comparar el comportamiento entre tres tipologías de forjado distintas; Losa maciza, reticular y postesada y proponer la solución óptima.

Observar y comentar diferencias en los resultados en referencia; al canto de forjado, a la cimentación, cual es más favorable frente criterios en servicio y como les afectan el proceso constructivo.

1.3.2 Objetivos parciales

- Diseñar el edificio con una losa reticular, maciza y postesada.
- Diseñar el proceso constructivo de cada tipología y obtener tiempos
- Comentar como afectan a los esfuerzos obtenidos, tener en cuenta parámetros como la interacción con el terreno, proceso constructivo o rigideces según modelo desarrollado.

2. MEMORIA DESCRIPTIVA

2.1. Definición de la geometría del edificio

El caso de estudio se trata de un edificio de planta rectangular, constituida por pórticos de 4 crujiás de 5m cada una a lo largo del eje de ordenadas, y 7 crujiás distribuidas con una luz de 6m cada una a lo largo del eje de abscisas. Situándose el núcleo de comunicación vertical en las dos crujiás centrales, y estando perimétrico por muros.

Los sótanos están constituidos por muro de contención a lo largo del perímetro, los cuales son coincidentes con los pilares de las plantas superiores sobre cota rasante dispuestos a lo largo del perímetro del edificio, a excepción de las esquinas donde estos se prolongan hasta planta cubiertas.

El edificio tendrá 12 plantas sobre rasante y 2 sótanos. La Planta Baja cuenta con una altura libre de 4m, el resto tendrán una altura libre de 3.15m. Siendo la altura de cornisa medida desde la calle de 38.65m.

2.2. Programa y uso del edificio.

Se trata de un edificio ubicado en Barcelona El edificio está destinado a uso oficinas.

Las **Plantas de Sótano** están destinadas a parking.

En la **Planta Baja** se ubica el Acceso, Locales comerciales e instalaciones.

Las **Plantas intermedias**, que comprenden de la 1º a la 12º, están destinadas a oficinas.

La **cubierta** queda proyectada como accesible y transitable.

El núcleo de comunicación alberga ascensores y dos escaleras entrelazadas, las cuales nunca llegan a tocarse, resolviendo la necesidad de doble sistema de evacuación vertical frente al fuego en un único elemento que se aglutina en un núcleo central de hormigón. Puede verse su funcionamiento en las imágenes 1 y 2.

2.3. Planos.

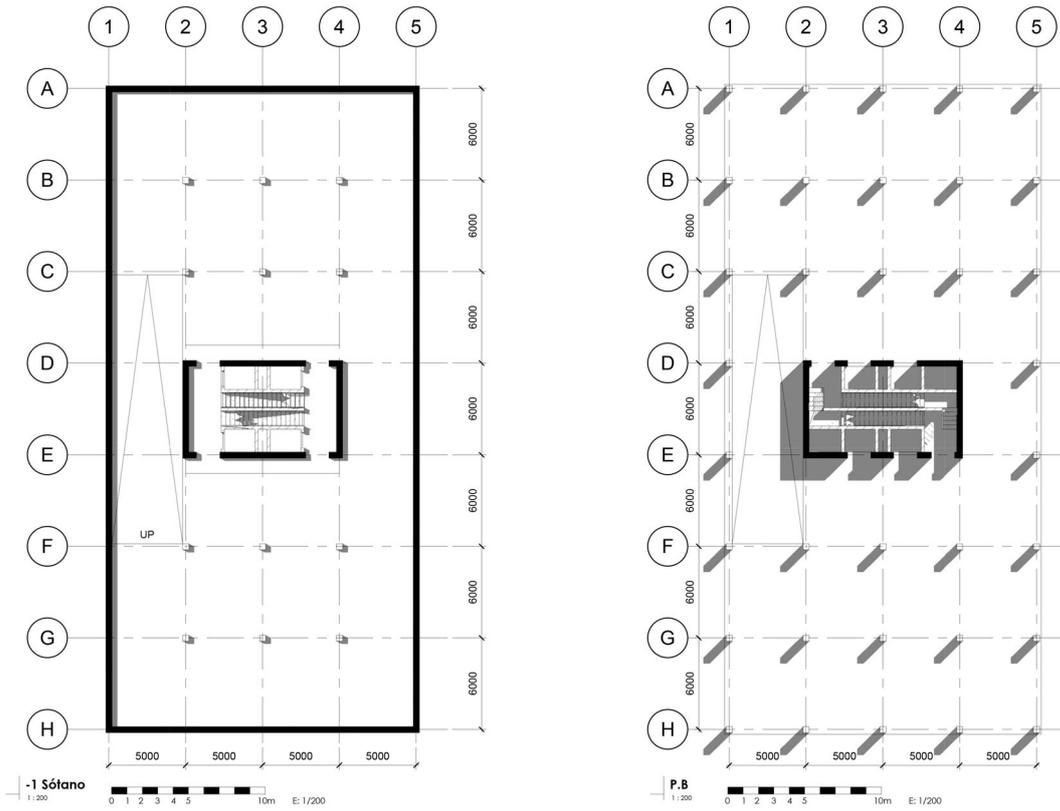


Imagen 1.Planta Sótano y Planta Baja

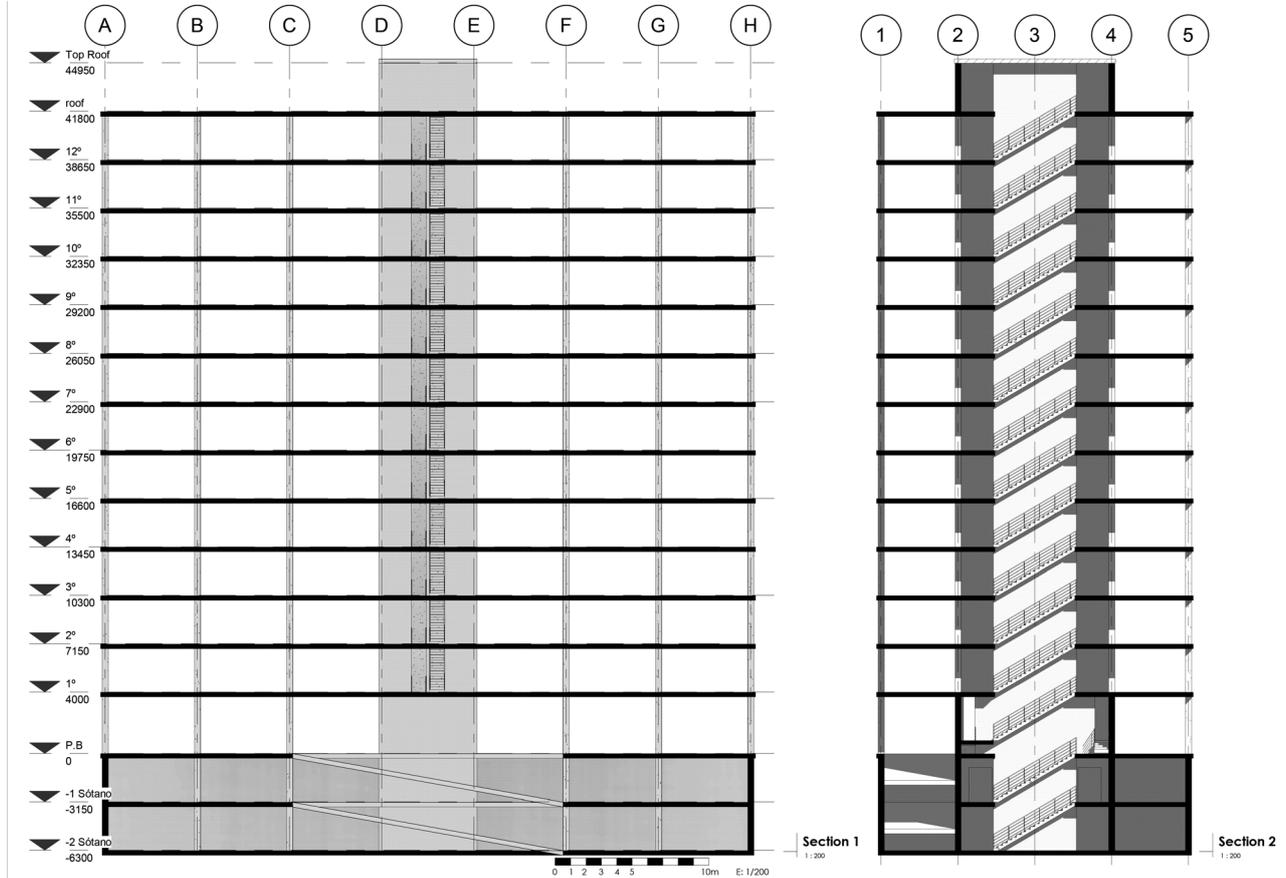


Imagen 2. Sección transversal y sección longitudinal

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. Generalidades

3.1.1. Durabilidad

El periodo de servicio previsto será de 50 años (tabla 5 EHE-08). Se trata de una edificación que estará protegida del exterior mediante un cerramiento permanente, y dado que por su situación no existe ambiente marino, la clase de exposición será I, aunque se le exigirá clase **Ila** ya que es la exigencia que se les requerirá a los sótanos y para evitar posibles corrosiones por humedades relativas interiores superiores al 65%.(tabla 8.2.2 EHE-08)

Recubrimientos para H.A (tabla 37.2.4.1.a EHE-08). En las opciones de Losa Maciza y Losa aligerada.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

$$r_{min} = 15\text{mm CEMI con } f_{ck} = 30\text{Mpa}$$

$$\Delta r = 10\text{mm nivel de ejecución no intenso}$$

$$r_{nom} = 25\text{mm}$$

Recubrimientos para Hormigón con armaduras postesas (Artículo 37.2.4.2 EHE 08).

$$r_{nom} = 40\text{mm}$$

Este se recalculará más adelante una vez estén predimensionadas las vainas.

Para los casos en que se use hormigón armado es decir en las soluciones de losa maciza y aligerada el ancho máximo de fisura será **W_{max}=0.3mm**, en el caso de losa postesada W_{max}=0.2mm, aunque se le exigirá descompresión (tabla 5.1.1.2 EHE-08).

3.1.2. Resistencia al fuego

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

⁽¹⁾ La resistencia al fuego suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa sectores de incendio es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un sector de incendios, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la resistencia al fuego suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

⁽²⁾ En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.

⁽³⁾ R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

⁽⁴⁾ R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.

Imagen 3. Tabla 3.1 Resistencia al fuego CTE-SI-6

Ya que el edificio tiene una altura superior a 28m, la resistencia al fuego requerida será de **R120** para todo el edificio. (Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales CTE-SI-6).

Las dimensiones mínimas debidas a la resistencia al fuego que se requieren aparecen a continuación en la Tabla 3.

	R 120 /REI 120	a, Min	b,min	bo,min
Tabla A.6.5.2 EHE 08	Pilares	40	250	
Tabla A.6.5.5.2 EHE 08	Jácenas			120
	J.Opción 1	50	200	
	J.Opción 2	45	250	
	J.Opción 3	40	300	
	J.Opción 4	35	500	
Tabla A.6.5.6 EHE 08	Losas	a,min	h,min	b.nervio,min
	Unidireccional	35	120	
	Bidireccional <1,5			
	L.B.Opción 1	50	120	160
	L.B.Opción 2	40	120	250
	L.B.Opción 3	25	120	300

Tabla 3. Requerimientos al fuego

3.2 Modelos de cálculo.

El análisis y cálculo de esfuerzos de las estructuras planteadas ha sido realizado mediante software SAP2000, CYPE 3d, CELLosa y métodos simplificados manuales.

Durante el proceso de predimensionado y cálculo se ha observado que ciertos modelos influían de forma errónea en los resultados estudiados, es por eso que cada tipología de forjado ha sido calculada con más de un modelo de cálculo.

- La tipología de **Losa maciza** ha sido calculada con tres modelos;

Modelo A.1.

El objetivo de este modelo es obtener un previo resultado de los esfuerzos de cálculo en pilares y muros, además de herramienta de verificación de la intraslacionalidad de la estructura global frente cargas horizontales.

Se trata de un modelo global que intenta reproducir el edificio en 3 dimensiones. Los forjados y muros han sido modelados como elemento tipo shell mediante elementos finitos, mientras que los pilares son elementos tipo barra;

-El encuentro entre pilares y forjado se ha calculado sin ningún tipo de redistribución plástica de esfuerzos, y la unión losa-pilar se ha modelizado con el 100% de su rigidez, ya que la losa maciza cuenta con suficiente rigidez torsional.

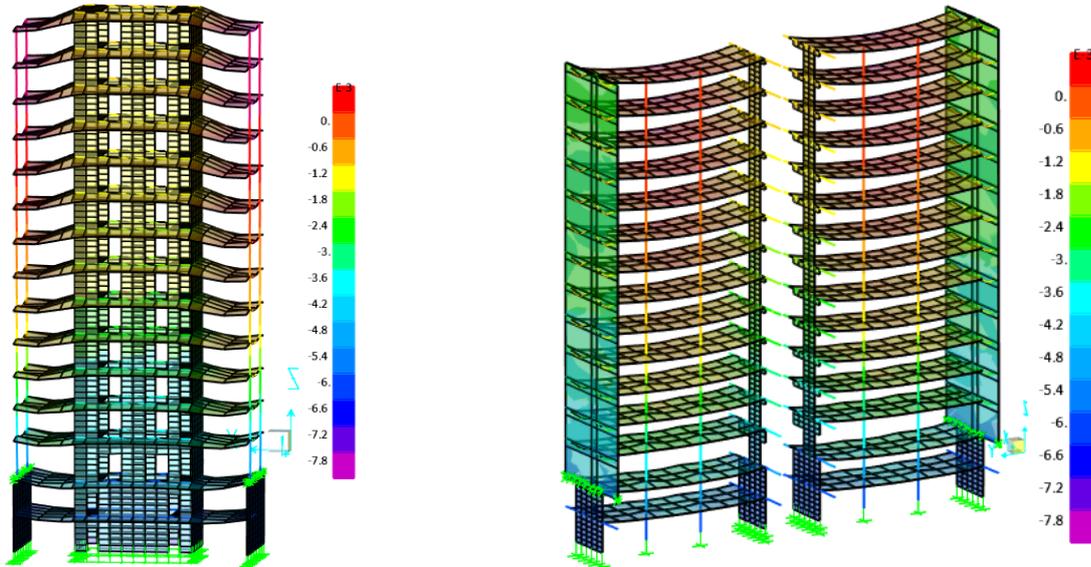
- La cimentación no se define en el modelo, acabando los muros y pilares empotrados en un suelo infinitamente rígido.

-Los muros de sótano se consideran con sus movimientos horizontales en cabeza restringidos.

-No se ha restringido el acortamiento elástico en pilares ni en muros, lo cual deriva en deformaciones diferenciales importantes entre pilares y núcleo que se traducen en deformaciones excesivas de la losa por acortamiento elástico de pilares y no estrictamente debidas a la flexión que producen los esfuerzos, de tal forma que las deformaciones impuestas generan un esfuerzos irreales. Al ser los pilares mucho menos rígidos que los muros, estos se acortan mucho más, sumado, a que los elementos de rigidización se situán en el centro y extremos de la planta, se generarán deformaciones impuestas en forjados, producidas por el acortamiento elástico de los

pilares haciendo que la estructura descuelgue en cierta medida de los muros, produciendo un aumento de los momentos negativos en las zonas de los muros y un aumento de positivos en centro de vano. Lo cual se traduce en flechas mucho mayores en vanos extremos. En la realidad este acortamiento elástico no es tan significativo, debido a que la construcción avanza en altura planta a planta, permitiendo corregir el posible acortamiento elástico producido por su peso propio mediante un encofrado que siempre busca la planeidad y horizontalidad entre sus distintos puntos.

Se le han aplicado todos los casos de cargas tanto horizontales como verticales.



Imaagen 4. Modelo A.1

Modelo A.2.

Este es un modelo Parcial, que pretende analizar únicamente los esfuerzos y deformaciones en el forjado de losa maciza. También se concibe como un modelo rápido de predimensionado, que nos ayuda a tener un orden de magnitud además de herramienta comparativa con los otros modelos.

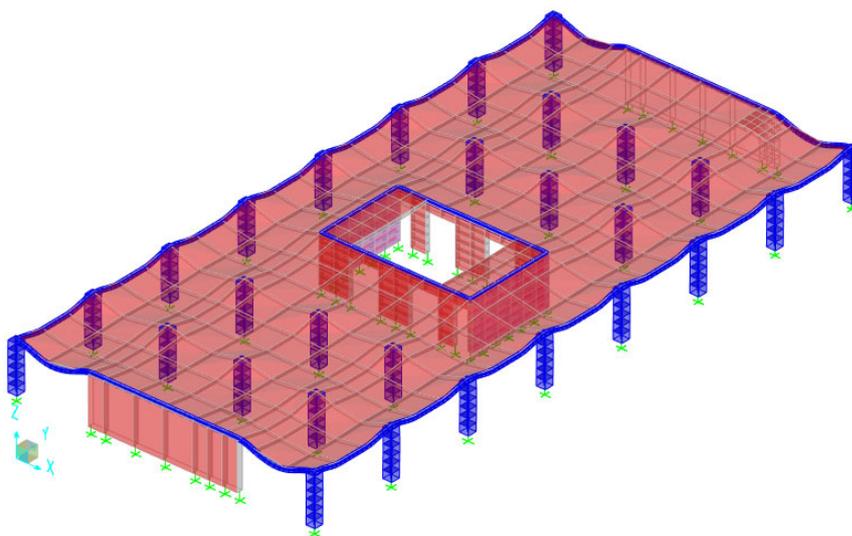


Imagen 5. Modelo A.2

Para evitar resultados erróneos por efectos como el antes comentado de acortamiento elástico, se ha realizado un modelo con un única planta, donde se podrán obtener flechas y esfuerzos en losa sin verse estos contaminados por dicha diferencia de rigideces. Al igual que el

anterior este modelo también se modeliza como empotrado en su base. Los elementos finitos tienen un mallado bastante grande, con el único objetivo de repartir las cargas correctamente en ambas direcciones, pero sin llegar a una gran precisión, ya que esto ralentizaría el motor de cálculo.

Solo se le han sido asignadas cargas verticales, considerando que las horizontales deberán de ser absorbidas por los muros, estudiándose este efecto en el modelo A.1 y A.3.

Modelo A.3.

Modelo de mayor exactitud que los anteriores, con objetivo de contrastar los esfuerzos y deformaciones en forjados del modelo A.2.

Este modelo es mucho más completo, pretendiendo obtener resultado más próximos a la realidad. Se pretende tener en cuenta el proceso de ejecución. Volviendo a lo expuesto en el modelo anterior, cabe decir que si tenemos en cuenta el proceso constructivo para cuando las últimas losas son desmoldadas, las primeras plantas han desarrollado gran rigidez debido al paso del tiempo, lo que hará que la deformación diferencial debida al acortamiento elástico de pilares no sea tan acentuada. Este efecto se simula forzando los desplazamientos de los nudos de cada planta de muros y pilares para que estén ligados unos a otros, obligándoles a acortar de igual forma a todos los elementos verticales de cada planta. Esta simulación nos dará resultados correctos en forjados, pero alterará los esfuerzos en pilares y muros. Por tanto es un modelo únicamente para verificar forjados.

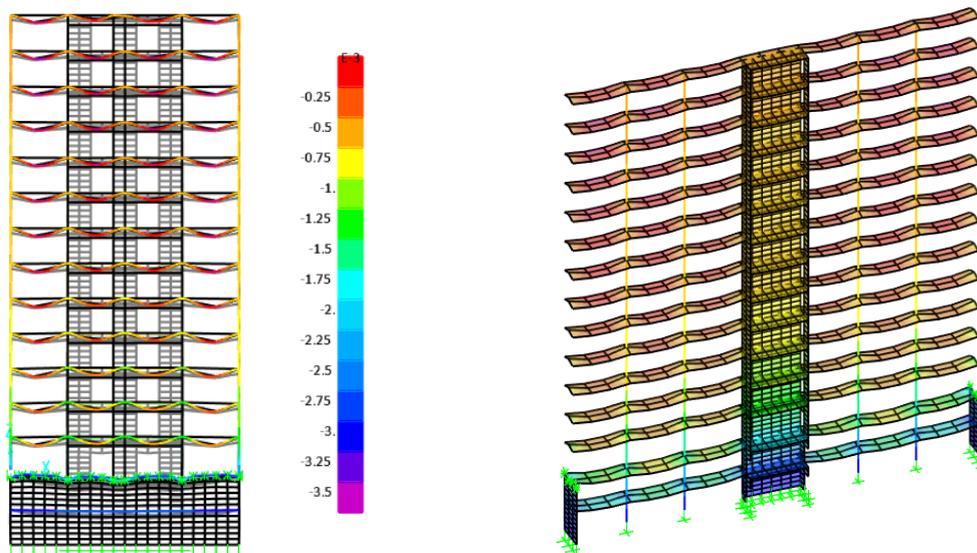


Imagen 6. Modelo A.3

-Los forjados también modelados con elementos finitos tienen un paso de malla mucho más reducido que los modelos anteriores, siendo este igual a 3 cantos útiles. Se les ha considerado como diafragmas rígidos en su plano, siendo capaces de transmitir las acciones horizontales a los elementos verticales, muros y pilares. No sin antes haber verificado que con carácter singular, pudieran aparecer en el forjado fuerzas de compresión y tracción, debidas a la transmisión de las fuertes cargas horizontales al núcleo, producidas en el edificio en altura por el viento. Una vez verificado que esto no ocurre, se acepta en este caso la hipótesis de diafragma rígido.

Al igual que el modelo A.1 el encuentro entre pilares y forjado se ha calculado sin ningún tipo de redistribución plástica de esfuerzos, y la unión losa-pilar se ha modelizado con el 100% de su rigidez. Tanto en un modelo de emparrillado de barras como en el modelo de pórticos virtuales, deberíamos haber reducido la rigidez de pilares frente acciones verticales, y la del forjado frente

las horizontales, no obstante, se han modificado los valores de rigidez a torsión del elemento shell de forjado, reduciendo el coeficiente de poisson a 0.15.

-Los pilares han sido modelizados como elemento tipo barra, y varían sus dimensiones a lo largo de las diferentes plantas.

Aunque en un primer momento este modelo contaba con la cimentación modelada como una losa de cimentación con el módulo de balasto correspondiente al terreno aplicada a ella, después se ha visto que los resultados sufren alteraciones muy importantes, por lo que en este modelo, la cimentación estará una vez más empotrada contra un plano infinitamente rígido.

Modelo A.4.

Modelo de dimensionado de losa de cimentación. La cimentación se asimila a una losa maciza mediante elementos finitos, con condiciones de apoyo tipo resorte con el módulo de balasto del terreno, y desconectando este en aquellas posiciones que generan tracciones en el apoyo, mediante un proceso iterativo hasta conseguir una losa en la que ninguno de sus apoyos trabaja a tracción.

Este modelo al igual que el A.3 cuenta con la coacción entre muros y pilares de cada planta para que deformen de manera conjunta, evitando el efecto nocivo del acortamiento elástico.

- **Losa aligerada con casetones en dos direcciones.**

Se han utilizado varios modelos de cálculo desde analisis de esfuerzos por metodos simplificados como el de esfuerzos directos, propuestos por jimenez montoya o La EHE08, hasta modelos complejos en 3d con elementos finitos.

Modelo B.1.

Este modelo sigue el método directo de Jimenez Montoya, únicamente válido para edificios muy regulares en sus luces ,cargas y solo válido para cargas verticales.

El objetivo de de este modelo es conocer de una forma rápida los esfuerzos en un pórtico de planta tipo, a modo de ayuda de predimensionado. Adoptaremos la hipótesis de que el forjado se comporta como un diafragma rígido en su plano, por lo que las acciones horizontales serán absorbidas unicamente por los muros. Se definirán una serie de pórticos virtuales que quedan definidos en bandas soporte y central para cada dirección, imágenes 7 ,8 y 9, de cuyas dimensiones y ambitos de cargas se obtendrán los esfuerzos.

METODO DIRECTO

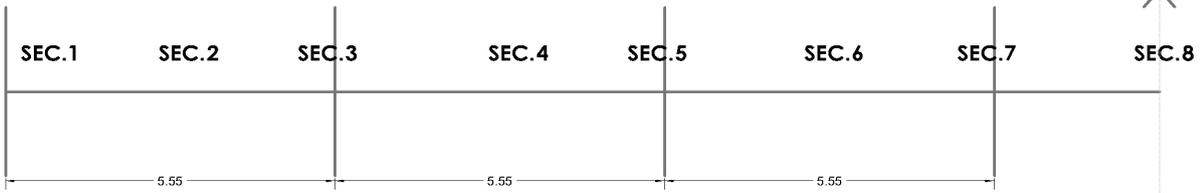


Imagen 7. Método directo

Cada pórtico virtual tiene una sección constante de inercia equivalente a la que tendría el forjado nervado.

A partir de los esfuerzos del pórtico virtual, se procede a una distribución de estos en los distintos nervios de la losa que recaen en el ambito del pórtico virtual, obteniendo los esfuerzos en cada nervio.

DIRECCION Y. A.1



DIRECCIÓN X. A.2

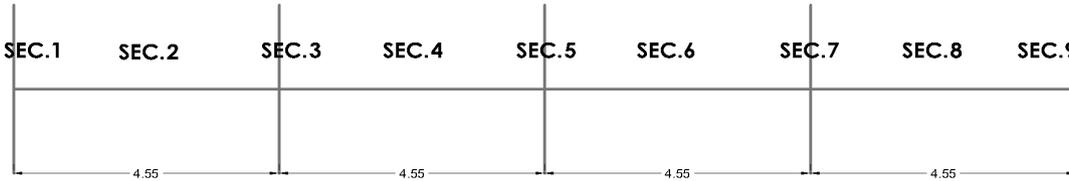


Imagen 8. Pórticos virtuales

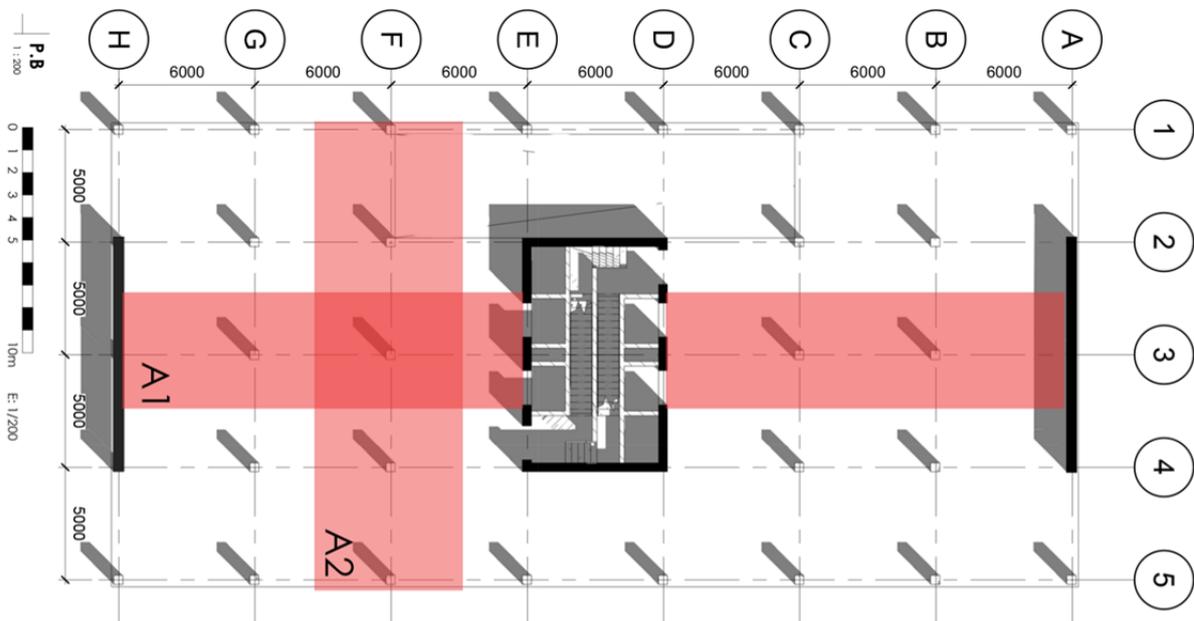


Imagen 9. Bandas en direcciones X e Y de Pórticos Virtuales

[El problema específico de esta tipología estructural tiene que ver con la transferencia de esfuerzos entre la placa y los pilares, que no responde con la eficacia que pueden tener los sistemas estructurales basados en pórticos de vigas y pilares. Por tanto una placa, no puede por su tamaño horizontal, ser capaz de transmitir los esfuerzos de flexión descompensados, que producen las cargas verticales actuando sobre la placa, a los pilares de forma directa; debiendo movilizar un mecanismo transversal de torsión y tratar de hacerlo en base al mismo de forma plena. Dado que la transmisión por torsión dentro del hormigón armado no resulta muy eficaz, y cualquiera de las fisuraciones que pueden presentarse en la estructura pueden dar al traste con el mecanismo de equilibrio basado en la misma, resulta prudente prescindir de ella o atenuarla considerablemente dentro de los sistemas de cálculo en los que pueda intervenir, puesto que, en general, no suele ser imprescindible para los equilibrios.] [El truco para obviar la problemática de la transmisión de momentos de la placa a los pilares que emplean la mayoría de las normas basadas en el código ACI, consiste en emplear una rigidez para los pilares ficticia, menor que la real, cuando se calcula la estructura por el método de los pórticos virtuales.] (F.Regalado 2003)

Este método simplificado considera que los nervios no tienen inercia a torsión suficiente como para garantizar un empotramiento total con el ábaco del pilar. Redistribuye los momentos de

manera que, reduce esfuerzos de flexión negativa en pilares extremos y aumenta los flectores positivos del centro de vano exterior. (Para mayor detalle ver Anejo 5, cálculo de esfuerzos en losa aligerada)

Modelo B.2

Este modelo es una simplificación de cálculo en 3d, en la que toda la losa adquiere una inercia equivalente bruta igual a la de la sección con nervios, aplicada a los elementos finitos de las losas en forma de sección continua maciza de canto equivalente y peso equivalente. Por sencillez se adopta una inercia constante para el dintel (se ignora la existencia de casetones), “esto lo único que está haciendo es considerar unos momentos de empotramiento iniciales, ligeramente inferiores y del orden de un 5% a un 10% a los teóricos que se obtendrían calculándolos con inercias en ábaco y nervios. Esto es beneficioso en general y refleja mejor el mecanismo transmisor de flexiones de la placa a los pilares para este tipo de estructuras.”(F.Regalado. 2004)

Forjados, muros y cimentaciones se modelizan mediante elementos finitos. Tampoco contempla la rigidez del terreno, estando totalmente empotrados sus apoyos en un plano de rigidez infinita.

El objetivo de este análisis nos permitirá obtener los esfuerzos en pilares y muros. Para ello se modeliza una malla de elementos finitos representando cada forjado teniéndose asumiendo la hipótesis de que este se comporta como un diafragma rígido en su plano.[El emparrillado como modelo reproduce el comportamiento mecánico de la placa frente a las cargas gravitatorias, pero no se encuentra preparado para reproducir el comportamiento del conjunto estructural del edificio frente a las cargas horizontales de origen sísmico y eólico.

Por consiguiente, el modelo estructural adecuado para analizar el edificio será el de un entramado espacial cuyo entramado horizontal coincida en su discretización y parametrización con el emparrillado plano. La única condición física que debe imponerse al modelo de entramado espacial, para que reproduzca el comportamiento real que tienen los edificios, consiste en aceptar la compatibilidad de movimiento en cada una de las plantas compactas...] [Cada planta del edificio que físicamente tenga inestabilidad, experimentará una traslación horizontal en x e y, y un giro alrededor de z, de carácter unitario para toda la planta.] (F.Regalado, 1984).

Al igual que se hizo en el modelo A.3, se ha comprobado que la acción del viento no generará fuerzas de compresión y tracción en la planta, pudiendo asumir la hipótesis de diafragma infinitamente rígido.

Modelo B.3

Modelo de una única planta, donde el forjado se discretiza de forma que se le han diferenciado zonas con rigidez bruta equivalente a la placa aligerada y zonas con la rigidez bruta del ábaco macizo. (imagen 10)

Solo será valido para determinar deformaciones de la losa mientras que no se superen los momentos fisuración en ningún punto. En el momento que esto ocurra, debido a la asimetría geométrica que produce la sección en “T” del forjado, el comportamiento del mismo dejará de ser igual en zonas de negativos y positivos.

Por tanto este modelo es valido como modelo de obtención de esfuerzos, al superar los mfs, se requiere de un 2º modelo para calcular las deformaciones.

Un vez se comprueba que zonas superan los momentos fisuración, (imagen 11) se les añade la inercia fisurada equivalente. Para obtener unas deformaciones fiables. Se debería hacer un análisis no lineal, pero ya que ese no es el objetivo de la tesina, se simula de forma manual y muy

poco ortodoxa, la rigidez a flexión fisurada en aquellos elementos finitos donde se supere el momento fisuración, y se asume una rigidez a torsión nula, ya que para este momento los nervios habrá fisurado completamente a torsión. Con los nuevos valores se recalculan esfuerzos.

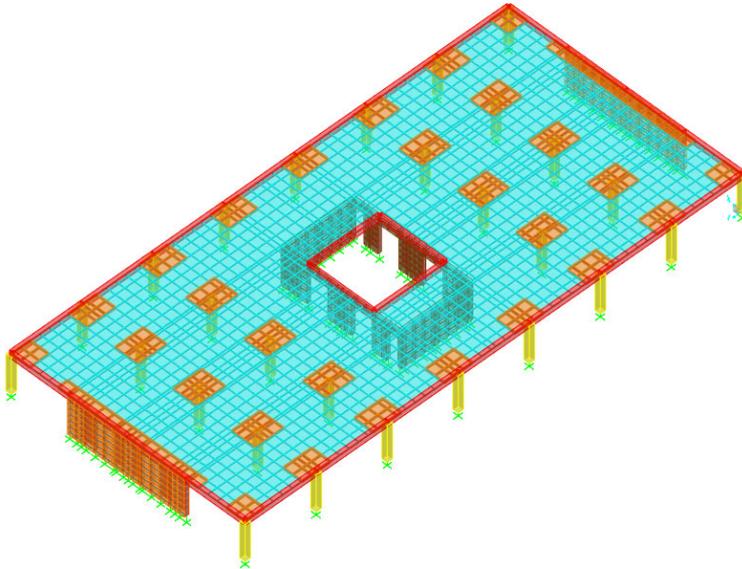


Imagen 10. Modelo B.3

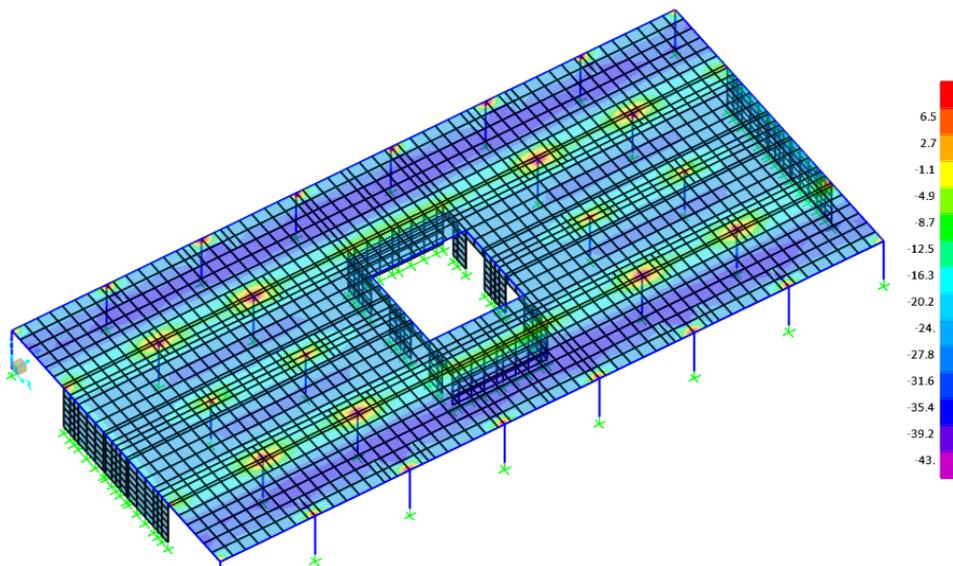


Imagen 11. Momentos fisuración

En cada iteración irán aumentando las zonas que superan los momentos fisuración, debido a la nueva redistribución de rigideces de la placa. En este caso solo se han hecho dos iteraciones. Con la flecha instantanea obtenida se ha procedido a concer mediante las ecuaciones de branson una flecha diferida.

Modelo B.4

A partir del modelo B.2 se añade una losa maciza de cimentación con condiciones de apoyo tipo resorte con el módulo de balasto del terreno, y desconectando este en aquellas posiciones que generan tracciones en el apoyo, mediante un proceso iterativo hasta conseguir una losa en la que ninguno de sus apoyos trabaja a tracción.

El objetivo de este modelo es obtener los esfuerzos de dimensionado de la losa de cimentación.

- **Losa Postesada**

Modelo C.1

Esfuerzos simplificados mediante el método directo.

Modelo C.2

Modelización de los pórticos virtuales en SAP2000 como elemento barra y forjado de ancho igual L_p , los pilares aumentan su longitud a una longitud equivalente para simular la falta de rigidez a torsión de la losa. A las cargas convencionales gravitatorias se les ha añadido cargas equivalentes de pretensado con el fin de obtener las flechas instantáneas, y los momentos de tesado totales.

Los momentos de tesado isostáticos son los que se producen debido a la excentricidad del trazado del cordón con respecto al centro de gravedad de la pieza. Estos han sido calculados mediante una hoja de cálculo de elaboración propia en la que definiendo el trazado se obtienen los ángulos y las curvaturas en cada punto. Los momentos hiperestáticos no son más que la resta de los momentos totales obtenidos en SAP, procedentes de las cargas equivalentes y los momentos isostáticos provinientes del trazado.

Los pilares se encuentran empotrados en un plano infinitamente rígido en su base, además este modelo cuenta con restricciones de movimientos entre los nudos de sus pilares.

El tesado introduce cargas de compresión en los pilares, siendo estas mayores en pilares centrales, lo cual genera un acortamiento elástico en pilares centrales mayor que en los de extremo. Debido a que cada forjado se tesa en una etapa constructiva distanciada en el tiempo lo cual permite corregir a la hora de encofrar este fenómeno planta a planta, se podrá despreciar el acortamiento elástico diferencial entre pilares. Esta restricción en el modelo hace que los pilares reciban menos carga de la que deberían, por el contrario, los elementos horizontales no se verán afectados por la deformación irreal impuesta producto de dicho acortamiento. Por lo tanto solo nos es válido para obtener leyes de esfuerzos y deformaciones en forjados .

Modelo C.3

Su objetivo es conocer esfuerzos en pilares, los cuales están empotrados en su base. No se les restringe el acortamiento elástico, ya que esto evitaría la minimización de esfuerzos en pilares. Las fuerzas de postesado son añadidas mediante cargas equivalentes, igual que en el modelo C.2.

3.3. Definición del terreno

Tipo de terreno arenoso

Coefficiente de Balasto del terreno (K30)=6kp/cm³

Qadm=300kPa

Geometría de la losa: Rectangular Largo = **42.00** metros

Ancho = **20.00** metros

$K_{\text{arenoso}} =$ **1.276** kp/cm³ **1,275.52** t/m³ **12,755.2** kN/m³

El Asiento en el terreno bajo losa para las combinaciones de servicio, debe ser siempre menor que el admisible;

$S_{\text{adm}} = 300\text{kN/m} / 12755 \text{ kN/m}^3$

$S_{\text{adm}} = -0.0235\text{m}$.

3.4. Materiales

Los materiales estructurales a utilizar son;

- Hormigón armado HA-30. CEM I. HA30/F/20/IIa $Y_c=1.5$.
- Acero pasivo corrugado en barra, B500S; $Y_s=1.15$
- Hormigón Pretensado HP-30. CEM I. HP30/ F/20/I $Y_c=1.5$.
- Hormigón Pretensado HP-40. CEM I. HP30/ F/20/I $Y_c=1.5$.

- Acero Activo Y1860 S7 Ø 0.6" (15.2mm) $A_p=146\text{mm}^2$ $Y_{sp}=1.15$, Baja relajación (3% a las 1000h) $f_{py}=1700\text{MPa}$; $f_{pu}=1900\text{Mpa}$; $E_p=1.95 \times 10^5\text{MPa}$
- Coef. Rozamiento parasito $\mu=0.06$ coef.de rozamiento angular $k=0.0005\text{m}^{-1}$. $\frac{k}{\mu}=0.008$
- Penetración por cuña $a=5\text{mm}$, se limita la tensión de tesado a $\sigma_{po}=0.75 f_{pu}$
- r , geométrico= 30mm para la armadura activa y 25mm para la armadura pasiva.

3.5. Definición de acciones y cargas

En el siguiente apartado se detalla la obtención del estado de carga que deben soportar las tres tipologías planteadas. En el caso del peso propio dependerá del predimensionado que se obtenga del canto para cada una de las soluciones.

El viento se desglosará con el objetivo de ver la influencia que puede llegar a tener aplicar el método simplificado en un edificio en altura.

3.5.1. Cargas Permanentes

C.Permanentes (G)=PP+CM	Elemento constructivo	Material	kN / m3	kN / m2	
Forjado tipo (kN/m2)	P.P Forjado (Estimado)	Estimado según tipología a estudiar		0	
		Guarnecido y enlucido de yeso		0	
	P.P tabiquería	Rasilla, 30 mm de espesor		15	0.15
		Mortero de cal			0.4
		Guarnecido y enlucido de yeso			0.135
					0.15
	P.P solado	0,05 m de espesor total (Baldosa hidráulica o cerámica)			0.835
		Aislante 200mm (Caucho en plancha)		17	0.8
					0.34
	P.P falso techo			1.14	
				1	
				2.975	
Cubierta (kN/m2)	Cubierta	Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava		2.5	
				2.5	
P.P cerramiento (kN/m)	P.P Fachada	Aluminio, 0.8 mm espesor		0.04	
		Enlucido		0.05	
		Ladrillo hueco, 45 mm de espesor		0.55	
		Aislante 500mm(Caucho en plancha)		17	0.85
Altura de cerramiento	3.15	Ladrillo hueco, 90 mm de espesor		1	
		Guarnecido y enlucido de yeso		0.15	
				8.3kN/m	

Tabla 4. Estado de cargas permanentes

Nota: El peso propio del forjado dependerá de la tipología estructural elegida, y por tanto será distinto en cada una de las opciones. En algunas tipologías y dado su uso, el peso propio podrá ser la carga más desfavorable, teniendo una grandísima influencia en la estructura.

3.5.2. Cargas Variable Sobrecarga de Uso

A partir de los valores de sobrecarga característica del CTE_SE_AE

Valores característicos de sobrecargas de uso.	Planta Sótano (P-2º-P-1º) SU1	Planta Baja SU2	Planta Tipo (P.1º-12º) SU3	Planta Cubierta SU4
Categoría de uso	E	D	C	F
Subcategoría de uso	E	D1	C1	F
Carga uniforme (KN/m ²)	2	5	3	1
Carga Concentrada (KN)	20	4	4	2

Tabla 5. Cargas variables

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.

⁽³⁾ Para cubiertas con un inclinación entre 20º y 40º, el valor de q_k se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².

⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Imagen 12. Valores característicos de sobrecarga de uso. CTE

3.5.3. Cargas Variable Nieve

Variable Nieve

$$Q_n = \mu \cdot s_k \quad \text{Ecuación 1.}$$

μ = Coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 = 1 Caso de cubierta Plana

s_k = valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal 3.5.2 = 0.4

$$Q_n = 0.4$$

Siguiendo la recomendación de CTE.DB.SE.AE 3.5.1 art 1, tomaremos el valor de; $q_n=1\text{kN/m}^2$

3.5.4. Cargas Variable Viento (Simplificado)

A continuación se va a proceder a calcular la carga de viento simplificado según CTE. No debemos olvidar que estamos frente a un edificio en altura (más de 15 plantas) por lo que la carga eólica puede ser un factor muy condicionante durante el proceso de diseño. Es por eso que se plantea la obtención de la carga mediante el método simplificado de cálculo y mediante el método detallado, con el objetivo de analizar la diferencia de carga sobre la estructura y como esto puede afectar a la solución final.

Siguiendo el apartado 3.3.2 del CTE.SE.AE,

$$q_e = q_b * c_e * c_p \quad \text{Ecuación 2}$$



Donde;

q_e = Presión dinámica del viento.
 c_p = Coef. Presión eólico
 c_e = coef. De exposición

Imagen 13. Valor básico de la velocidad del viento, V_b . CTE-SE-AE

A) Cálculo de la Presión dinámica del viento, q_e . (Anejo D)

Zona C con una velocidad Básica del viento de 29m/s.
 $q_e = 0.52 \text{ kN/m}^2$

B) Cálculo del Coeficiente de exposición, C_e (Anejo D)

Como la altura total del edificio es de 34m; $H > 30\text{m}$. Por lo que se usará la siguiente formulación para calcular C_e .

$$c_e = F * (F + 7k) \quad \text{Ecuación 3}$$

$$F = k \ln \left(\frac{\max(z, Z)}{L} \right) \quad \text{Ecuación 4}$$

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

Imagen 14. Coeficientes para tipo de entorno. CTE-SE-AE

Posición del edificio es zona IV (zona urbana) donde;

$$k=0.22; L=0.3m; Z=5m; z=41.8m$$

$$F = 0.22 \ln \left(\frac{41.8}{0.3} \right) = 1.086 \quad \text{Ecuación 5}$$

$$c_e = 1.04 * (1.04 + 7 * 0.22) = 2.852 \quad \text{Ecuación 6}$$

$$c_e \cong 2.85$$

C) Cálculo del Coeficiente de exposición eólico, Cp. (Método Simplificado)

“Edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la tabla 3.5.” (CTE)

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Imagen 15. Coeficiente eólico. CTE

Calculo de Cp	Dirección X	Dirección Y
H(m)	41.8	41.8
L(m)	20	42
λ	2.090	0.995
λ (definida)	1.25	0.75
cp(interp. lineal)	0.8	0.8
cs(interp. lineal)	-0.4	-0.5

Tabla 6. Cálculo de coeficientes de presión y succión

D) Carga de viento

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

q_e	Viento X	Viento Y
(Presión)kN/m ²	1.19	1.19
(Succión)kN/m ²	-0.59	-0.74

q_e	Viento X	Viento Y
V,(presión)	1.19	1.19
V,(succión)	-0.59	-0.74
V,-(presión)	1.19	1.19
V,-(succión)	-0.59	-0.74

Tabla 7. Cargas de viento

3.5.4. Cargas Variable Viento (edificio en Altura)

Coeficiente de presión	c_p	0.80	
Coeficiente de succión	c_s	0.70	
Grado de aspereza del entorno		IV	
Parámetros del entorno	k	0.220	
Parámetros del entorno	L	0.300	[m]
Parámetros del entorno	Z	5.000	[m]
Cortante/m ² total presiones	Q_p	11.83	[kN/m ²]

Momento/m2 total presiones	Mp	283.04	[kNm/m2]
Presión de viento equivalente en base	qp0	0.56	[kN/m2]
Presión de viento equivalente en cabeza	qpz	1.41	[kN/m2]
Cortante/m2 total succiones	Qs	10.35	[kN/m2]
Momento/m2 total succiones	Ms	247.66	[kNm/m2]
Succión de viento equivalente en base	qs0	0.49	[kN/m2]
Succión de viento equivalente en cabeza	qsZ	1.24	[kN/m2]

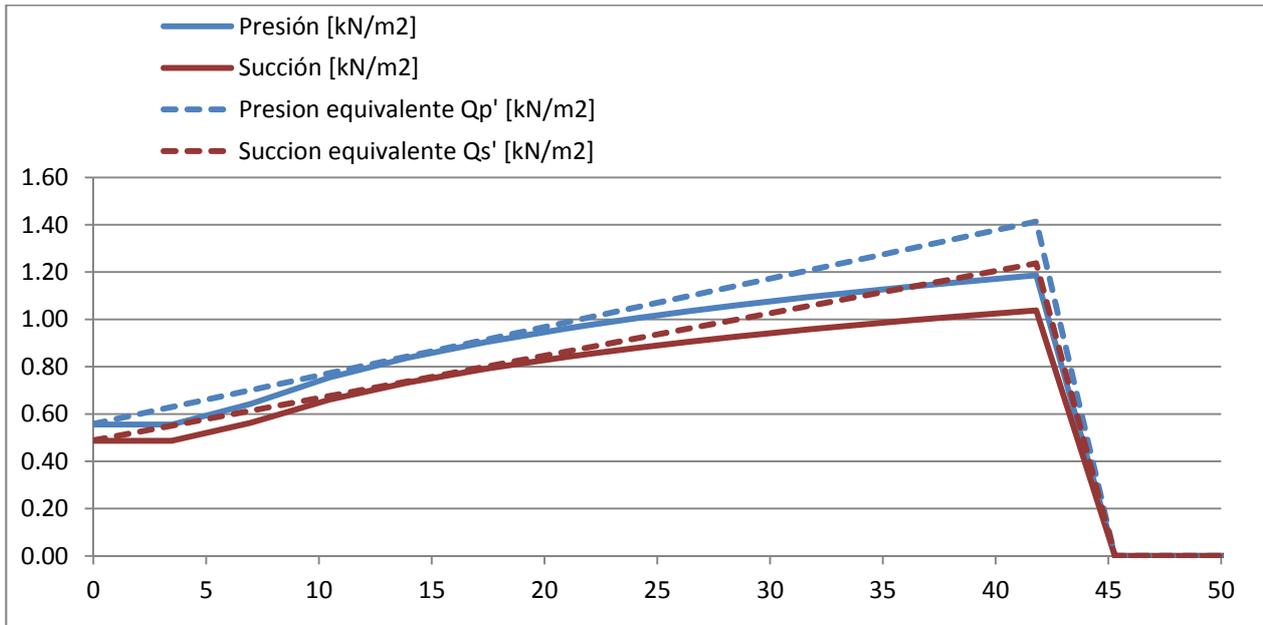


Imagen 16. Cargas de Viento para edificios en altura, siguiendo ecuación de viento propuesta por Anejo D.CTE

Como se puede observar, el método simplificado pretendía utilizar una carga constante repartida de forma uniforme a lo largo de toda la altura de fachada. Con el método que propone el CTE anejo D, se puede obtener una plano tangente más aproximado a la función real que supondría la acción del viento actuando sobre la fachada. Aunque de mayor valor en el punto más alto, comparando con el método simplificado, la reducción global de esfuerzos horizontales es del orden del 40% respecto del modelo simplificado. En nuestro caso, afinar en la asignación de cargas de viento, es primordial, puesto que supondrá un ahorro muy significativo la hora de dimensionar los elementos verticales (muros y pilares) que se encargarán del descenso de cargas horizontales a la cimentación.

3.5.5. Empujes del terreno sobre muros de sótano

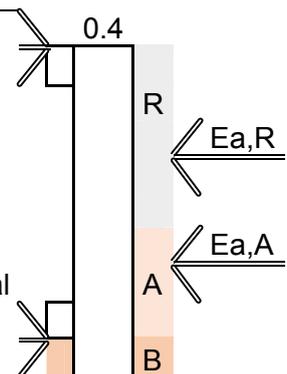
Muro Sótano 45cm

Empujes del terreno

1- cargas terreno R

granular			$(1-\text{sen}\phi)/(1+\text{sen}\phi)$
ϕ, R	30	°	$Ka, R = 0.33$
c'	0	kN/m2	$(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)$
γ, R	18	kN/m3	$Kp, R = 3.0303$
$Z, R =$	0.5	m	$\sigma_1 = 9$ kN/m2
			$\sigma_h', R = 2.97$ kN/m2
Z, Ea, R	0.17	m	Ea, R = 0.7425 kN/m

Empuje por metro lineal
0 | E,p, B



1- CARGAS TERRENO A

GRANULAR			$(1-\text{sen}\varnothing)/(1+\text{sen}\varnothing)$	
\varnothing, A	35	°	$Ka, R = 0.27$	
c', A	0	kN/m ²	$(1+\text{sen}\varnothing)/(1-\text{sen}\varnothing)$	
Y, A	21	kN/m ³	$Kp, R = 3.7037$	
$Z, A =$	6.4	m	$\sigma_1 = 134.4$	kN/m ²
			$\sigma h', A = 36.288$	kN/m ²
Z, Ea, A	2.13	m	Ea, A = 116.12	kN/m Empuje por metro lineal

Tabla 8. Empujes de terreno en Muro Sótano. Fuente: Elaboración propia

3.6. Definición de combinaciones

ACCIONES	tipo	kN/m ²	Característica ψ_0	frecuente ψ_1	cuasi permanente ψ_2	YG	YQ
CM		2.975	ELS,k	ELS, fre	ELS, qp	1.35	
DEAD			ELU, perm	ELU, fre	ELU, qp	1.35	
SU1	E	2	0.7	0.7	0.6		1.5
SU2	D	5	0.7	0.7	0.6		1.5
SU3	C	3	0.7	0.7	0.6		1.5
SU4	F	1	0	0	0		1.5
N	N-1000	1	0.5	0.2	0		1.5
V, x+	V		0.6	0.5	0		1.5
V, x-	V		-0.6	-0.5	0		1.5
V, y+	V		0.6	0.5	0		1.5
V, y-	V		-0.6	-0.5	0		1.5

Tabla 9. Cuadro resumen de acciones y coeficientes de simultaneidad

Las acciones han sido combinadas en base a la normativa actual acorde con EHE 08 en su artículo 13 y CTE.AE. Pueden verse todas las combinatorias adjuntas en el Anejo 1.

3.7. Rigidez estructural.

Se trata de un edificio de más de 8 plantas cuya relación H/Lx es mayor a 2, que cuenta con un núcleo de comunicaciones que a efectos estructurales actúa de rigidizador. Por lo tanto se deberá asegurar la rigidez torsional del edificio para verificar su grado de Intraslacionalidad.

Rigidez Torsional								
Nd=	86000	kN	h, Núcleo	45	m	E, c=	30000	N/mm ²
K1=	0.31		Lx, Núcleo	10	m	Ix, Núcleo	180	m ⁴
			Ly, Núcleo	6	m	Iy, Núcleo	500	m ⁴
Nd < k1 * n/n+16 * EI/h²			En x	400000	kN	INTRASLACIONAL		
			En y	1E+06	KN	INTRASLACIONAL		
ESTRUCTURA INTRASLACIONAL								

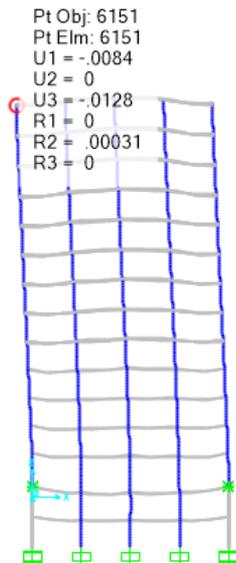


Imagen 17. Modelo 3d frente acciones horizontales. Combinación ELS, envolvente Comprobación de intraslacionalidad

Aunque se considera intraslacional se comprobarán que el máximo desplome vertical es inferior a $H/500$ en cualquier combinación característica para toda su altura. Siendo la combinación más desfavorable la 52- (ELS, k V, y-), produciendo desplomes en el punto más alto de 0.0084m, inferior a los 0.0086 permitidos. También debe verificarse que el desplome entre plantas 0.0006m también menor a los 0.00125m permitidos.

Es por esto que podremos considerar la estructura globalmente como Intraslacional. Al garantizar la intraslacionalidad de la estructura, garantizamos que no se producirán efectos de segundo orden a nivel global de la estructura (grandes desplomes), quedando pendiente la verificación de la influencia de los efectos de 2º orden únicamente a nivel local de las piezas. Se comprobará más adelante para cada una de las distintas soluciones de edificación propuestas.

Nota: Aunque siguiendo los criterios de comprobación de la norma EHE08, clasificaremos la estructura como intraslacional, es cierto que las deformaciones horizontales (desplomes) que se producen en las cotas más altas del edificio se encuentra demasiado cerca de los límites establecidos. Es por ello que se ha decidido, añadirle dos pantallas rigidizadoras en los testeros del edificio, las cuales mejoran notablemente su comportamiento frente acciones horizontales.

Estas pantallas ocupan las dos crujías centrales del pórtico en dirección X.

Si el proyecto de arquitectura se estuviese realizando conjuntamente con el estructural, esto hubiese ocurrido en etapas muy tempranas, dándole al proyectista tiempo de reacción, para poder incorporar el elemento estructural dentro de su diseño arquitectónico, ayudando así a producir un mejor producto arquitectónico.

4. DISEÑO DE FORJADO DE LOSA MACIZA

En este capítulo, se dimensionará y diseñará el edificio expuesto con anterioridad para ser resuelto mediante forjados de losa maciza. Como se ha mencionado en el capítulo primero esta tipología es apta hasta luces de 8m. Su gran inconveniente es su masividad, haciendo que cada cm de canto adicional suponga un incremento del peso del edificio muy elevado. Es por esto que se le dedicará especial atención a encontrar un primer predimensionado capaz de ajustar los primeros rangos de dimensiones, para más adelante poder optimizar al máximo este valor.

4.1. Predimensionado

4.1.1 Predimensionado de elementos mediante Tablas.

Se comienza con un primer tanteo a partir de tablas de predimensionado para forjados de losa maciza propuestos por (J, Calavera. 1992) y (EHE 08)

- 1º Predimensionado de Pilares.

Luz de vano 6m

Dimensión mínima de pilares se elige el máximo entre;

250mm
 1/20 luz= 300mm
 e, losa= 200mm

De cualquier manera, no se recomiendan pilares rectangulares menores de 40x40cm.

- 2º-Predimensionado muros en sótano y núcleo de espesor 40cm.
- 3º- predimensionado Losa partiendo de las recomendaciones de “proyecto y cálculo de estructuras de hormigón en masa armado y pretensado. J.Calavera”.
 - h, min=12cm,
 -H para oficinas con relación $L/34 < H/L < L/42$. Lo que es igual $H=17.6$ cm

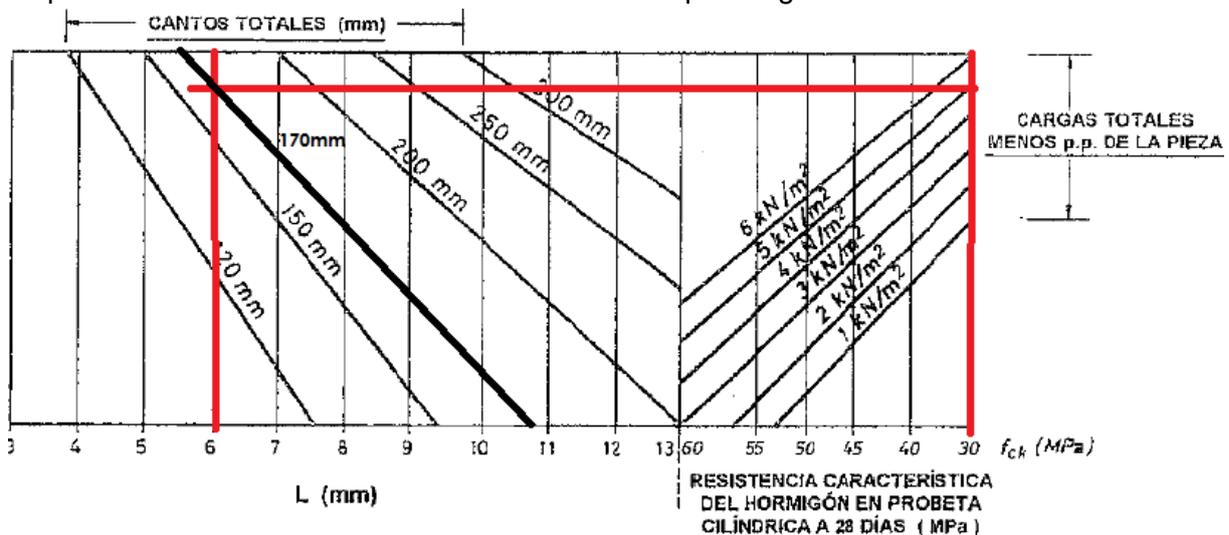


Imagen 18. Calavera, j (1992) Tabla de predimensionado losa maciza

Según art 55 EHE-08,

-h, min=15cm

- H > que L/32. H, min=6000/32=18.75cm

- **Predimensionado para Forjado de h=18cm.**

Estimación de Cargas permanentes

C. Permanentes				
(G)=PP+CM	Elemento constructivo	Material	kN / m3	kN / m2
	P.P Forjado (Estimado)	Losa maciza de hormigón, grueso total 0.18 m		4.75
				4.25
		Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
		Rasilla, 30 mm de espesor Mortero de cal	15	0.4
	P.P tabiquería	Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
				0.835
		0,05 m de espesor total (Baldosa hidráulica o cerámica)		0.8
	P.P solado	Aislante 200mm (Caucho en plancha)	17	0.34
				1.14
Forjado tipo (kN/m2)				
				1
Ámbito de carga (m)				
5	P.P falso techo			
				1
			G=	7.475

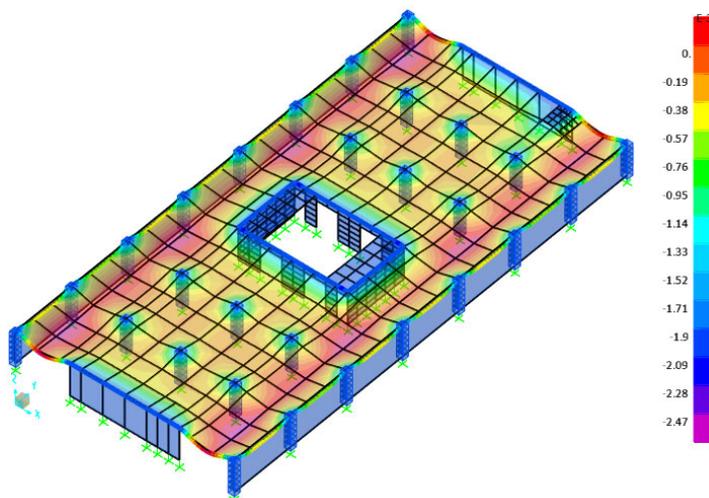
Tabla 10. Cargas permanentes, losa maciza h=18cm

4.1.2. Predimensionado de la losa frente a deformaciones. (MODELO A.2)

Una vez fijados los valores de predimensionado a partir de tablas, se busca afinar el predimensionado mediante iteración de resultados, a partir de diferentes modelos que permitan comprobar la deformación, y esfuerzos normales de flexión y punzonamiento.

- **Forjado H=18cm**

A partir del modelo A.2 explicado en el apartado 3.2 modelos de cálculo, se buscan obtener las flechas instantaneas del forjado, calculado a partir de sección maciza de losa que cuenta con su inercia bruta.


Imagen 19. Deformaciones losa maciza modelo A.2. Comb ELS, q SU3 vanos pares.

De forma aproximada las flechas diferidas son del orden de 3 veces la flecha instantanea siendo la flecha máx total de 7.5mm.

Las exigencias a deformación del CTE implican cumplir con un **L/300** para prestaciones de apariencia , como la luz menor es de 5m la flecha máx admisible será de 16mm. Por lo tanto el canto de 18cm sería válido frente deformaciones.

En conclusión;

Después de varios tanteos, la opción más optima según deformaciones sería la de forjado de canto 180mm con pilares de 40x40cm.

Sin embargo continuaremos con la de **h=19cm y pilares de 40x40** para cumplir con la exigencia de canto mínimo de la EHE.

El siguiente paso es verificar el canto de 19cm frente comprobaciones a esfuerzos normales de flexión y punzonamiento en la losa, y de flexocompresión en pilares.

4.1.3. Predimensionado de la losa frente a Esfuerzos normales.

1-Pilares.

1º Material				
Situación normal				
Fyk=	500	N/mm	$\epsilon_{y,max}$	1.00E-02
Fck=	30	N/mm	ϵ_y	2.17E-03
Fyd=	434.8	N/mm	$\epsilon_{c,u}$	3.50E-03
Fcd=	20	N/mm	ω	
Y=	0.8	x	Armado	0.22
2º Propiedades de la Sección				
Geométricas		Mecánicas		
h	400	mm	N	kN
b	400	mm	Uo=	2880000 2880
C	40	mm	Us1=	576000 576
d	360	mm	Us2=	576000 576
d'	40	mm	As1=	1457.58 mm2
d'/h	0.1		As2=	1457.58 mm2

Tabla 11. Propiedades pilares 40x40cm

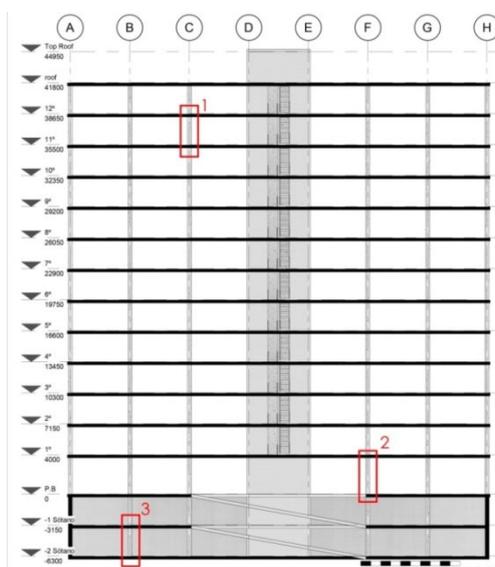


Imagen 20. Pilares más solicitados

Esfuerzos en pilares

Pilar	N (kN)	M11 (kNm)	M22 (kNm)	combinación
1	-407.3	32.7	0	91 ELU,perm_SU3
2	-3270	-38.73	0	87 ELU,perm_SU2
3	-3162	7.5	0	91 ELU,perm_SU3

Tabla 12. Tabla esfuerzos en pilares más solicitados

El pilar más solicitado frente esfuerzo axil, coincide con el pilar interior de planta Sótano, además debe recordarse la necesidad de comprobar el soporte con una excentricidad minima;

$$M_{,min}=N \cdot e_0$$

$$e_0 = \min [2cm ; h/20]$$

$$M_{,min}=3280 \cdot 0.002 \rightarrow M_{,min}= 63.25kNm.$$

Determinación de los momentos de 2º Orden. Como se ha verificado en el apartado 2.5, la estructura es intraslacional y por tanto se verifica la inestabilidad de los elementos aislados con la longitud de pandeo intraslacional. Siendo la situación de esbeltez más desfavorable la que se produce en dirección Y, donde los vanos son de mayor longitud, y a partir de la formulación propuesta en la EHE 08 artículo 43º se obtiene;

(1)Pilar superior I,x= 0.002 m4 I,y= 0.002 m4 A= 0.16 m2 io,x= 0.12 m io,y= 0.12 m	E= 3E+07 kN/m2 L= 3.15 m	(A) Viga superior H= 0.1800 m B= 1 m I= 0.0005 m4 E= 3E+07 kN/m2	L= 6 m	(1)	
(2)Pilar a estudiar I,x= 0.002 m4 I,y= 0.002 m4 A= 0.16 m2 io,x= 0.12 m io,y= 0.12 m	E= 3E+07 kN/m2 L= 3.15 m	(B) Viga inferior H= 0.1800 m B= 1 m I= 0.0005 m4 E= 3E+07 kN/m2	L= 6 m	(2)	$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) pilar}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) viga}$
(3)Pilar inferior I,x 0.002 m4 I,y 0.002 m4 A 0.16 m2 io,x 0.12 m io,y 0.12 m	E 3E+07 kN/m2 L 3.15 m			(3)	

Tabla 13. Longitud de Pandeo en pilar

$$\lambda_{INF} = 35 * \sqrt{\frac{C}{V} * \left[1 + \frac{0.24}{e2/h} + 3.4 * \left(\frac{e1}{e2} - 1 \right)^2 \right]}$$
 Ecuación 7

$$V = \frac{Nd}{Ac * fcd}$$
 Ecuación 8

C	0.2	Armadura igual en las cuatro caras
V	1.03	Axil adimensional
e2	0.02m	Excentricidad con el Mmax
e1	0.01m	Excentricidad con el Mmin
λ,INF=	41.02	

$$\alpha = \frac{0.64 + 1.4(\psi A + \psi B) + 3 * \psi A \psi B}{1.28 + 2 * (\psi A + \psi B) + 3 * \psi A \psi B}$$
 Ecuación 9

α,intras=	0.9	
Lo=L * α,intras=	3m	
λ,x=Lo/ix=	26 < λ,INF	Efecto de 2ºorden despreciable
λ,y=Lo/iy=	26 < λ,INF	Efecto de 2ºorden despreciable

Los efectos de segundo orden se consideran despreciables por tanto los esfuerzos que debe soportar el pilar no se verán incrementados por la geometría más allá de los momentos mínimos que exige la norma, si es que no se superan estos.

Pilar	N (kN)	M3 (kNm)	M2 (kNm)	combinacion
1	-407.32	65.5	65.5	91 ELU,perm_SU3
2	-3270	65.5	65.5	87 ELU,perm_SU2
3	-3162	65.5	65.5	91 ELU,perm_SU3

Tabla 14. Esfuerzos en pilares. Con excentricidades mínimas.

Al incorporar los momentos debidos a escentricidades accidentales, existe flexión en los dos planos principales por lo que deberemos tener en cuenta la flexo compresión esviada.

3º Esfuerzos			rotura Frágil		
Nd	3280	kN	V	1.025	
Md	63.25	kNm	μ	0.05125	
Md'	-33	kNm	M,min	65.6	kNm

Tabla 15. Esfuerzos en pilar 40x40cm

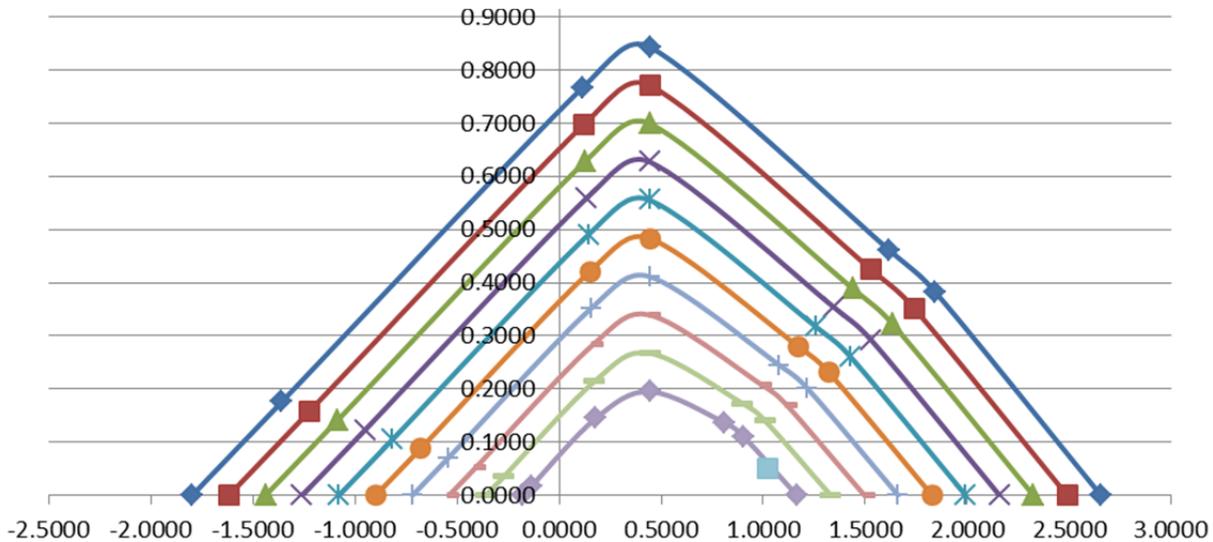


Imagen 21. Diagrama interacción N-M. Ordenadas Axil adimensional, abscisas momento adimensional. Fuente Elaboración propia.

El predimensionado de pilares aunque cumple **no es satisfactorio**, ya que nos encontramos en zona de **dominio 4**, lo cual presenta muy poca reserva de resistencia de los pilares.($V=1.025$). Como puede verse en la imagen 21.

Debido a que la exigencia del momento en la sección del pilar es mínima, redimensionaremos los pilares en función del axil soportado, para que este sea del orden de $V=0.5$ (trabajar en un dominio 3 para tener suficiente ductilidad), lo que provocará una sección de pilares variable a lo largo de su altura. La nueva sección propuesta es de **600x600mm** con las propiedades geométricas que aparecen en la tabla 15.

2º Propiedades de la Sección

Geométricas			Mecánicas		
h	600	mm	Uo=	N	kN
b	600	mm	Us1=	672000	6720
C	40	mm	Us2=	672000	672
d	560	mm	As1=	1545.6	mm2
d'	40	mm	As2=	1545.6	mm2
d'/h	0.067				

3º_Esfuerzos			D.2-3. Rotura dúctil		
Nd	3280	kN	V	0.45556	
Md	65.6	kNm	μ	0.01519	
Md'	-26	kNm	M,min	98.4	kNm

Tabla 16. Propiedades sección pilar 60x60cm

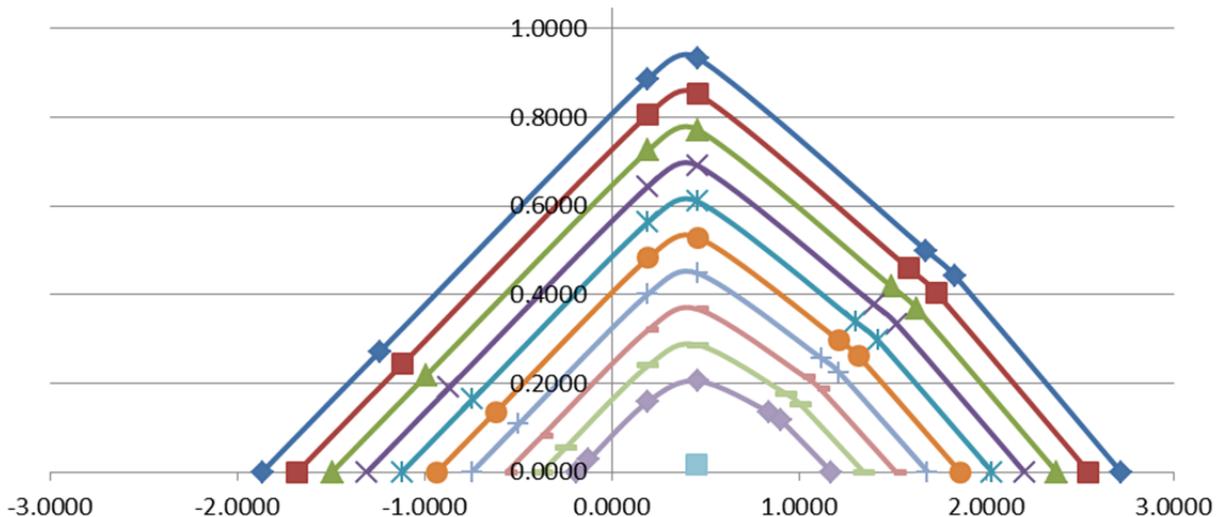


Imagen 22. Diagrama interacción N-M Pilar más solicitado a axil PB. (Ordenadas Axil adimensional, abscisas momento adimensional) Fuente Elaboración propia.

2-Losa. H=19cm

Hasta ahora el modelo que se ha analizado para la obtención de esfuerzos corresponde a un modelo completo con todas las plantas. Sin embargo, debido a que el núcleo central es mucho más rígido que los pilares y para evitar que el acortamiento elástico de los pilares contamine los resultados de esfuerzos, estudiaremos los esfuerzos de la losa en una única planta.

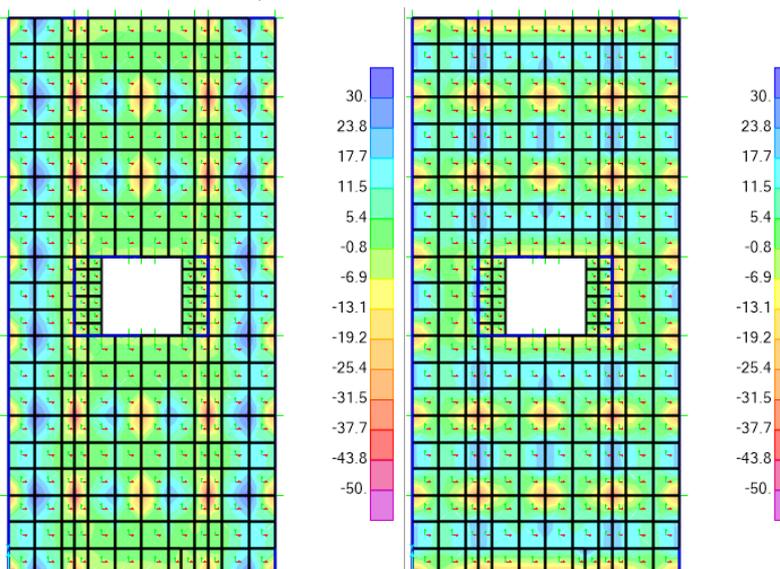


Imagen 23. M11, M22 Esfuerzos de combinación ELU Envolvente

Notese que los valores son kNm/m, por lo que en zonas de negativos (pilares), se deberá integrar la ley de momentos en la zona representativa igual a b +2d a cada lad, ya que los picos negativos no son reales

• **Amadura a Flexión**

$$\Sigma F \rightarrow Us = C \rightarrow As * fyd = fcd * b * y \quad \text{Ecuación 10}$$

$$y = \frac{Us}{fcd * b} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$\Sigma M \rightarrow M = Us * Z \rightarrow Us * (d - \frac{y}{2}) \quad \text{Ecuación 12}$$

Sustituyendo

$$Us \left(d - \frac{Us}{f_{cd} * b} \right) \rightarrow Us * d - \frac{Us^2}{f_{cd} * b} = M, \text{ultimo} \quad \text{Ecuación 13}$$

Se comienza con una armadura de base igual a la calculada en el apartado de deformaciones 1Ø10c/20cm a flexión.

Por criterio constructivo la separación mínima que dispondremos en las losas será de 20cm, facilitando posteriormente la tarea de control en obra, permitiéndonos andar por encima de la armadura de base.

DATOS LOSA
Materiales y geometría

Fck	30	N/mm ²	
Gc	1.50		
Fcd	20.00	N/mm ²	
Fyk	500	N/mm ²	
Gy	1.15		
Fyd	434.78	N/mm ²	
Canto Losa Maciza	19	cm	
Recubrimiento Neto	4	cm	
Cuantía mínima geométrica	74.35	kN	
Cuantía mínima mecánica	152.00	kN	

RESISTENCIA ELU
FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE
Armadura de Base

Diámetro de base	10	mm	
Distancia entre barras de base	20	cm	DOMINIO 2
Usd base	170.74	kN / m.a.	PROF. FN. [mm]
Canto útil	145.00	mm	18.51

M ult base
23.68 kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)

 Efecto tamaño (ξ)= 2.000000

 Cuantía geométrica (ρ)= 0.002708

Vu2 (base)
69.96 kN/m.a.
Armadura de Refuerzo

Diámetro de refuerzo	12	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	40	cm	
Usd refuerzo	122.93	kN / m.a.	DOMINIO 2
Usd base + refuerzo	293.67	kN / m.a.	PROF. FN. [mm]
Canto Útil Combinado	144.58	mm	25.26

M ult base + refuerzo
39.72 kNm/m.a.

Tabla 17. Resistencia a flexión, losa maciza. Elaboración propia

Si estudiamos el modelo, a partir de los esfuerzos máximos que aguantaría solo colocando el **armado base 10Ø c /20cm**, podremos ver las zonas en las que se superan los momento tanto positivos como negativos en la losa, y por tanto conocer las zonas de momento cero, o de cambio de tendencia, muy útiles para la disposición futura del armado.

Finalmente con este cálculo rápido, se obtiene según la tabla 17, que es posible aguantar los esfuerzos solicitantes para una losa maciza de canto 19cm, con una cuantía muy razonable y sin llegar a entrar siquiera en dominio 3, quedando una gran reserva de resistencia de la sección.

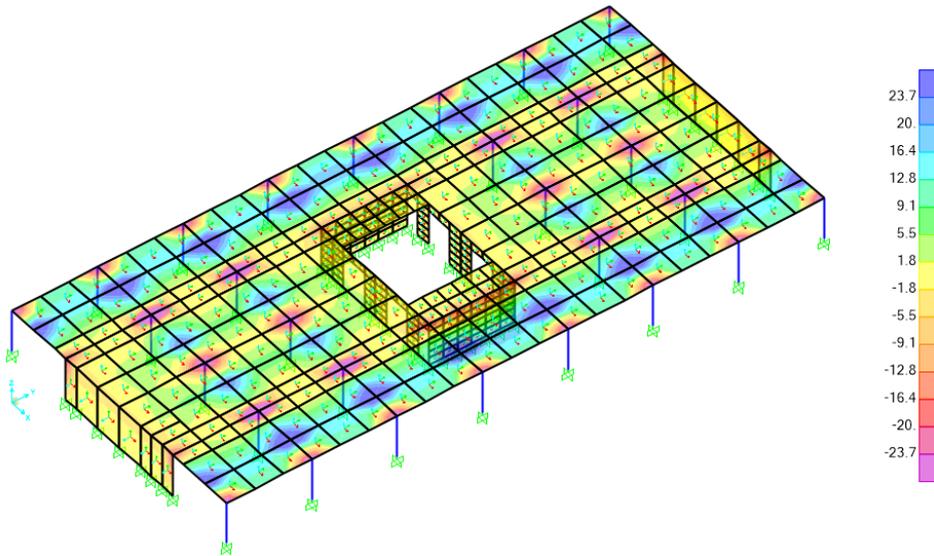


Imagen 24. Flexión en y M11. Picos Max M=-53knm/m; Max M+=36knm/m

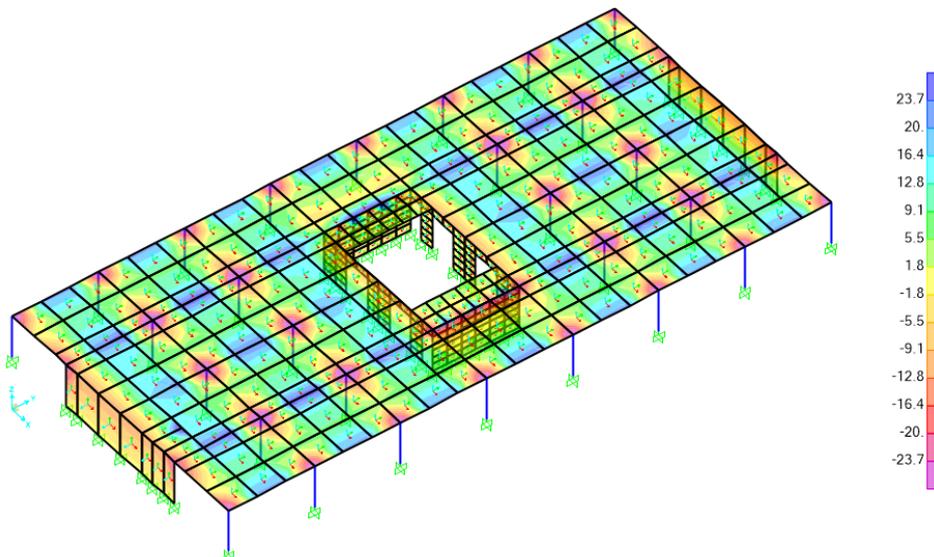


Imagen 25. Flexión en x M22. Picos Max M=-45knm/m; Max M+=26knm/m

Se dispondrá de un refuerzo de **1Ø12c/40cm a flexión**. Para que estos coincidan cada dos barras del armado base y sean capaces de visualizarse rápidamente durante la ejecución. El armado de refuerzo se dispondrá en la cara superior en las zonas de pilares y en la cara inferior en los centros de vano entre pilares en ambas direcciones. Quedando la solución de armado del forjado de la siguiente manera; **1# Ø10c/20cm + 1 Ø12c/40cm**

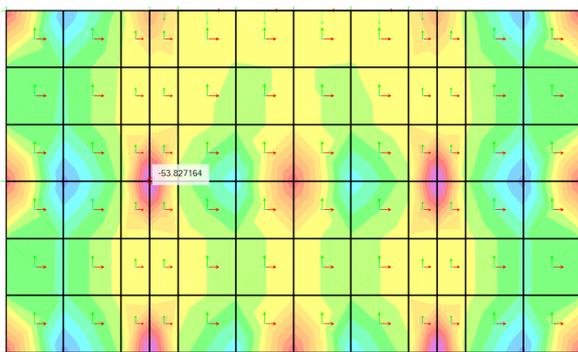


Imagen 26. M22 M-, med=31.2kNm/m

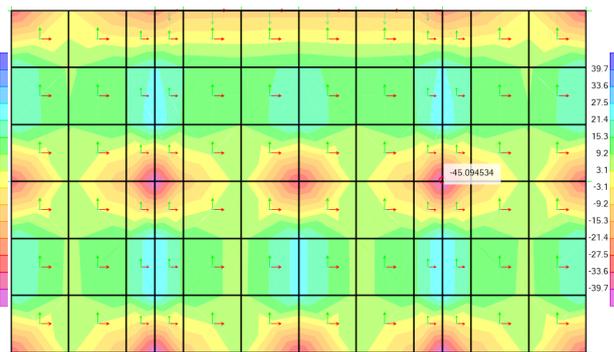


Imagen 27. M11 M+, med=30.55kNm/m

• **Armadura a punzonamiento.(Piezas sin armadura de Punzonamiento) EHE 08.art 46°**

Se busca verificar que la tensión tangencial en el perímetro próximo al pilar sea menor que la que es capaz de resistir la losa. La posición del pilar en planta penalizará en la comprobación.

No hay que olvidar que el objetivo del predimensionado es llegar a marcar unos valores lo más aproximados posibles a lo que será la solución de dimensionado, sin llegar a entrar demasiado a fondo en el problema. Por tanto no nos centraremos tanto en tratar de hacer cumplir la sección sino, en ver como de lejos estamos de agotar frente a esfuerzo de punzonamiento y elegir a tiempo y de forma rápida unas dimensiones que solucionen el problema sin tener que llegar a dimensionar armado.

$$\zeta s < \zeta rd \quad \text{Ecuación 14}$$

$$\zeta rd = \frac{0.18}{\alpha_c} \varepsilon * (100 * \rho * f_{cv})^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 15}$$

Tensión resistente a punzonamiento en Soporte interior.

canto losa	190	[mm]	canto útil	150	[mm]
recubrimiento mecánico	40	[mm]	distancia	300	[mm]
diámetro base	10	[mm]	épsilon	2.154700538	[]
separación base	20	[cm]	$\rho, b=(n^{\circ} \text{ barra} \cdot A \cdot b^* \text{Area, barra/d})$		[]
diámetro refuerzo	12	[mm]	ρ, base	0.002617994	
separación refuerzo	40	[cm]	$\rho, \text{ref}=(n^{\circ} \text{ barra} \cdot \text{ref}^* \text{Area, barra/d})$		[]
Criterio	EHE		$\rho, \text{refuerzo}$	0.001884956	
			rho total	0.004502949	[]

$$\frac{0.18}{1.5} * 2 * (100 * 0.0045 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0.888 N/mm^2$$

$$\zeta sd = \frac{Fsd,ef}{u1*d} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$Fsd = (1.35 * G + 1.5 * Q) \frac{kN}{m^2} * (L1m * L2m)N \quad \text{Ecuación 17}$$

$$Fsd = (1.35 * 7.725 + 1.5 * 3) \frac{kN}{m^2} * (6m * 5m) = 447.86kN$$

$$\beta = 1.15 \text{ soporte interior} \quad \text{Ecuación 18}$$

$$Fsd,ef = \beta * Fsd \rightarrow 515kN \quad \text{Ecuación 19}$$

$$U1 = 4 * L + 2\pi * (2 * d) \quad \text{Ecuación 20}$$

$$U1 = 4 * 0.4 + 2\pi * (2 * 0.17)$$

$$\zeta sd = \frac{504.56}{3.48*0.17} = 0.81 N/mm^2$$

Por lo tanto al ser $\zeta sd < \zeta rd$, no se producirá punzonamiento en la zona de pilar interior. Aunque al ser un resultado tan ajustado, y estar en fase de predimensionado se recomienda aumentar la dimensión del pilar.

De una manera un poco más detallada para poder estimar las cuantías en pilares de borde y esquina se obtienen los resultados de la tabla 18.

Las dimensiones en las que se contabilizará la cantidad de armadura pasiva, dependen de la posición del pilar en planta. Estas son las siguientes;

L+3d	833.744186	mm
L+6d	1267.488372	mm

PUNZONAMIENTO EN SOPORTE BORDE

Lado Largo Soporte	400	mm
Lado Corto Soporte	400	mm
Situación del soporte	Borde	
β	1.4	
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	2,108.43	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	304,840.00	mm ²
Área total (A.tot)	15	m ²
Peso Propio	4.75	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²
Sobrecarga de Uso	3.00	kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos	1	
Fsd,ef=	627.0	kN
Punzonamiento Sd	2.057	N/mm²

2-Tensiones Tangenciales

Cara sup	base	refuerzo	área
L+3d	4Ø	10	2Ø 12 540.35 mm ²
L+6d	6Ø	10	3Ø 12 810.53 mm ²
Cara inf	base	refuerzo	área
L+3d	4Ø	10	
L+6d	6Ø	10	
$\rho=\sqrt{(\rho_x+\rho_y)}$	0.00099		
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.43	N/mm²	

PUNZONAMIENTO EN SOPORTES ESQUINA

Lado Largo Soporte	400	mm	
Lado Corto Soporte	400	mm	
Situación del soporte	Esquina		
β	1.5		
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	1,254.22	mm	
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	181,336.28	mm ²	
Área total (A.tot)	7.5	m ²	
Factor reducción por huecos próximos	1		
Fsd,ef=	671.8	kN	
Punzonamiento Sd	3.705	N/mm²	
Cara sup	base	refuerzo	área
L+3d	4Ø	10	2Ø 12 540.35 mm ²
L+3d	4Ø	10	2Ø 12 540.35 mm ²
Cara inf	base	refuerzo	área
L+3d	4Ø	10	mm ²
L+3d	4Ø	10	mm ²
$\rho=\sqrt{(\rho_x+\rho_y)}$	0.00123		
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.43	N/mm²	

Tabla 18. Comprobación a punzonamiento en pilares. Fuente: Elaboración propia.

Ni los soportes de esquina ni los de borde cumplen frente a la sollicitación de punzonamiento, por no decir que los soportes interiores se encontrarían en situación bastante comprometida. Se

puede solucionar de varias formas, una sería aumentando el perímetro crítico mediante un aumento del canto de la losa, la otra mediante un aumento de las dimensiones del pilar.

4.1.4. Predimensionado de Cimentación.

A partir del modelo de cálculo A.4 explicado en el capítulo de cálculo, se obtienen los esfuerzos en la cimentación. Sin embargo en este caso, se verificará a partir de las deformaciones máximas que produce la losa de cimentación sobre el terreno. Conociendo el módulo de balasto, (coeficiente de elasticidad del terreno obtenido mediante ensayo normalizado en placa de 30x30cm) y aplicándolo a la superficie de la cimentación, se obtiene un valor medio del coeficiente de elasticidad del terreno/m. O lo que es lo mismo kN/m²/m igual a kN/m³.

Mediante la ecuación clásica de la elástica $K=F/\delta$, condicionando F, como la carga admisible del terreno, obtendremos las deformaciones admisibles en el mismo. Si visualizamos las deformaciones, limitándolas a este valor podemos ver en colores cálidos, en que zonas se produce la mayor deformación en el terreno. Como se puede observar en la imagen 28, las concentraciones de deformaciones se producen bajo las zonas de muros perimetrales (reciben la carga de cubierta directamente) y el núcleo central.

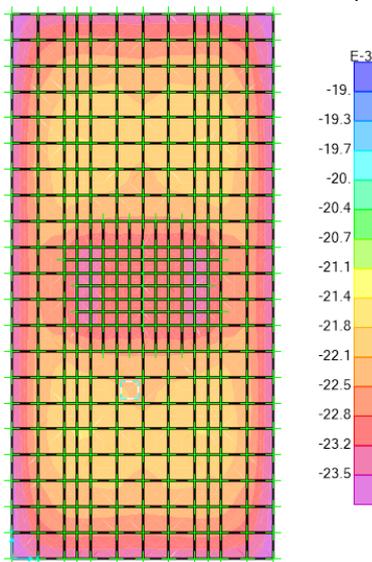


Imagen 28. Asientos (m) en losa de cimentación. ELS Envolvente

Después de varios tanteos, ya que el peso propio de la losa aumenta estas deformaciones, se ha llegado a un canto igual a 80cm, para el cual la losa de cimentación posee la rigidez óptima para redistribuir esfuerzos, sin alcanzar valores de canto que produzcan un peso propio tan elevado que sea contra productivo. A priori, con el canto elegido no deberían producirse problemas de punzonamiento.

Resumen de predimensionado:

Losa

- Predimensionado frente a deformaciones → h=190cm
- Predimensionado frente Esfuerzos normales
Comprobación a flexión → h=190cm. 1 Ø10c/20cm + 1 Ø12c/40cm
Comprobación a Punzonamiento → **No Cumple con h=190cm**

Pilar

- Predimensionado frente a deformaciones → 40x40cm
- Predimensionado frente Esfuerzos normales
Armado a flexio compresión → aumentar a 60x60 en Plantas inferiores
Armado a Punzonamiento → Aumentar a 60x60 para aumentar Perímetro crítico

Cimentación

- Losa de cimentación h=80cm

Sin dar más vueltas, se acepta el predimensionado de losa con canto 21cm, determinado por los esfuerzos de punzonamiento en losa, y pilares en planta sótano de 600x600mm.

4.2 Cálculo de esfuerzos (H=21cm)

C.Permanentes (G)=PP+CM	Elemento constructivo	Material	kN / m3	kN / m2
Forjado tipo (kN/m2)	P.P Forjado (Estimado)	Losa maciza de hormigón, grueso total 0.21 m		5.25
				5.25
	P.P tabiquería	Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
		Rasilla, 30 mm de espesor		0.4
		Mortero de cal	15	0.135
		Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
			0.835	
	P.P solado	0,05 m de espesor total (Baldosa hidráulica o cerámica)		0.8
		Aislante 200mm (Caucho en plancha)	17	0.34
			1.14	
P.P falso techo			1	
		1		
		8.225		

Tabla 19. Cargas permanentes, losa maciza H=21cm

El cálculo de esfuerzos de los diferentes elementos del edificio se ha efectuado utilizando los distintos modelos explicados en el apartado 3.2. Para más información los resultados se encuentran expuestos en el ANEJO 4. Esfuerzos de Cálculo en Losa Maciza.

4.3. Disposición de armado y comprobación de ELU.

4.3.1 Armado de Losa de cimentación.

Se propone una cimentación superficial del tipo losa de cimentación. Esta solución no siempre es la más adecuada, en este caso se ha diseñado el edificio mediante losa por dos motivos principales;

1-Con el objetivo de utilizar la formulación utilizada de forjados en el elemento de cimentación también de tipo losa.

2-Al ser un edificio en altura con núcleo y pantallas rigidizadoras, las cargas horizontales son transmitidas en gran parte a la cimentación a través de ellas. Aunque como es nuestro caso el suelo posea gran capacidad portante, las cargas inducidas por estos elementos verticales son de tal magnitud que zapatas convencionales requerirían de gran superficie para no sobrepasar las tensiones admisibles. Al elegir losa de cimentación lograremos redistribuir las tensiones concentradas bajo muros, a lo largo de toda la cimentación evitando sobrepasar estas tensiones.

Las propiedades mecánicas y geométricas de la losa de cimentación se exponen en la tabla 26.

Materiales y geometría		
Fck	30	N/mm2
Gc	1.50	
Fcd	20.00	N/mm2
Fyk	500	N/mm2
Gy	1.15	
Fyd	434.78	N/mm2
L,1	6.00	m
L,2	5.00	m
Canto Losa Maciza	80	cm
Recubrimiento Neto	8	cm

Tabla 20. Propiedades geométricas Losa maciza de cimentación, h=80cm

- Armado Base
- Cuantías mínimas a flexión en cimentación

$$A_{s,geo,min} = A_c * \frac{1.8}{2000} \quad \text{Ecuación 21}$$

$$A_{s,mec,min} = 0.04 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 22}$$

As,mim,geo	360	mm2/ml y cara
Us,min,geo	136	kN
rho,min	1.84	
As,min,mec	1472	mm2/ml y cara
Us,min,mec	640	kN

- Armadura mínima a cortante.

$$A_{s,cortante\ min} = 0.3f_{ck}^{2/3} * \frac{b}{7.5*400} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$V_{su,cortante\ min} = 0.9 * d * A_{90^\circ} * f_{y,90^\circ}, d \quad \text{Ecuación 24}$$

$$\text{Donde : } f_{y,90^\circ}, d = \frac{400N}{mm^2} \text{ y } \alpha, arm\ transv = 90^\circ$$

As,min=	965.4894	mm2/ma
Vs,min,cort	250.2548	kN/ma

Armado Base a flexión 1#Ø16 c/10cm (armadura mínima a flexión)

Armadura de Base		
Diámetro de base	16	mm
Distancia entre barras de base	12	cm
Usd base	728.48	kN / m.a.
Canto útil	712.00	mm
M ult base	497.46	kNm/m.a.

- Armado de refuerzo

Esfuerzos de dimensionado en Losa de Cimentación				
ZONA		M,max(11)	M,max(22)	V,max
Pilar	A	620kNm/m.a	540kNm/m.a	700kN/m.a
Centro vano int	B	-167kNm/m.a	-285kNm/m.a	360kN/m.a
Perímetro	C	30kNm/m.a	125kNm/m.a	470kN/m.a
Centro vano ext	D	-460kNm/m.a	-85kNm/m.a	180kN/m.a
Núcleo	E	592kNm/m.a	650kNm/m.a	1130kN/m.a
M.Pantalla	F	205kNm/m.a	1150kNm/m.a	1950kN/m.a

Tabla 21. Esfuerzos máximos ELU, envolvente

En rojo aquellos esfuerzos solicitantes superiores a los resistidos por el armado base.

- **Zona A.Refuerzo M11 y M22 en cara superior de la losa en las zonas de pilar.**
 - Armadura a Flexión

Momentos similares en M11 y M22 se armará simétricamente para evitar fallos. La formulación utilizada para obtener los momentos últimos de la armadura de refuerzo queda recogida en la ecuación 13.

La metodología aplicada para reforzar la losa consistirá en cubrir los momentos excedentes que no sea capaz de absorber la armadura base. Para ello se intentará dimensionar en dominio 2 para tener una gran ductilidad de la sección y poder garantizar cierta redistribución de esfuerzos en zonas de negativos.

Por mera cuestión de control de ejecución se buscará distribuir los refuerzos a la misma distancia que se haya elegido la separación de la armadura base, con el objetivo de una vez en obra ser capaces de localizar fácilmente los refuerzos con el simple gesto de observar las barras entre medio de la parrilla base.

Diámetro de refuerzo	12	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	25	cm	
Usd refuerzo	196.69	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	925.18	kN / m.a.	2
Canto Útil Combinado	712.43	mm	PROF. FN. [mm]
M,rd	620.00	kN/m.a.	95.71
M ult base + refuerzo	628.66	kNm/m.a.	

Tabla 22. Refuerzos a flexión. Comb. ELU, envolvente

- Armadura de punzonamiento.
(Piezas sin armadura de punzonamiento)

$$\zeta_{sd} < \zeta_{rd} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 * d} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$F_{sd,ef} = \beta * F_{sd} \quad \text{Ecuación 27}$$

$$(Cimentación) F_{sd} = Nd - \left(1 - \frac{A_{cri}}{A_{tot}}\right) \quad \text{Ecuación 28}$$

$$\beta = 1.15 \text{ soporte interior} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$U_1 = 4 * L + 2\pi * (2 * d) \quad \text{Ecuación 30}$$

$$\zeta_{rd} = \frac{0.18}{\epsilon_c} \epsilon * (100 * \rho * f_{cv})^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 31}$$

$$\zeta_{rd, min} > \frac{0.075}{\epsilon_c} * \epsilon^{2/3} * f_{cv}^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 32}$$

Punzonamiento en soportes interior

Lado Largo Soporte	600	mm
Lado Corto Soporte	600	mm
Situación del soporte	Interior	
β	1.15	
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	11,313.65	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	8,025,061.91	mm ²
Área total (A.tot)	30	m ²
Peso Propio	20.00	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²

Sobrecarga de Uso		3.00							kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos		1							
Fsd,ef=		1294.3							kN
Punzonamiento Sd		0.161							N/mm²
Comprobaciones a punzonamiento									
1-Bielas de punzonamiento en hormigón	12								N/mm ²
0.6*fcd	Verifica								
2-Tensiones Tangenciales									
	L+3d	2727.9			mm				
	L+6d	4855.91			mm				
Cara sup	base				refuerzo				área
L+6d	40Ø		16						
L+6d	40Ø		16						
Cara inf	base				refuerzo				área
L+6d	40Ø		16		12Ø	12		9399.6	mm ²
L+6d	40Ø		16		12Ø	12		9399.6	mm ²
ρx=	0.00118								
ρy=	0.00118								
ρ=√(ρx+ρy)	0.00118								
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.36								N/mm²

Tabla 23. Punzonamiento en soportes interiores de cimentación

No necesita armadura de punzonamiento bajo soportes interiores

Zona E. Refuerzo bajo núcleo central.

- Armadura a Flexión

Diámetro de refuerzo	12	mm		
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm		
Usd refuerzo	245.86	kN / m.a.		DOMINIO
Usd base + refuerzo	974.35	kN / m.a.		2
Canto Útil Combinado	712.50	mm		PROF. FN. [mm]
M,rd	650.00	kN/m.a.		98.42
M ult base + refuerzo	661.09	kNm/m.a.		

Tabla 24. Armado de refuerzos a flexión bajo muro del núcleo central

Zona F. Refuerzo bajo Muro Rigidizador (Pantalla en testero).

- Armadura a Flexión

Diámetro de refuerzo	25	mm		
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm		
Usd refuerzo	1,067.12	kN / m.a.		DOMINIO
Usd base + refuerzo	1,795.60	kN / m.a.		2
Canto Útil Combinado	709.33	mm		PROF. FN. [mm]
M,rd	1,150.00	kN/m.a.		143.46
M ult base + refuerzo	1,173.89	kNm/m.a.		

Tabla 25. Armado de refuerzos a flexión bajo muro de rigidización

Así pues queda finalizado el dimensionado de el armado de la losa de cimentación, puede verse el resumen de armados en la tabla 26, y los planos de armado en el ANEJO 1. Planos de losa de cimentación.

RESUMEN DE ARMADO DE LOSA DE CIMENTACIÓN.

ZONA	Arm. Longitudinal			
	Arm. Base	Usd, base	Arm. refuerzo	Usd,b+R
Pilar	A #1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	#1Ø12 c/25cm	628kNm/m.a
Centro vano int	B #1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	---	---

Perímetro	C	#1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	---	---
Centro vano ext	D	#1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	---	---
Núcleo	E	#1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	#1Ø12 c/20cm	661kNm/m.a
M.Pantalla	F	#1Ø16 c/12cm	497kNm/m.a	#1Ø25 c/20cm	1173kNm/m.a
Arm.esfuerzos tangenciales					
ZONA	Arm. Min		Vs2=Vs,b+Vcu	Arm. refuerzo	Vu2+R
Pilar	A	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	2Ø10 c/20cm	710kNm/m.a
Centro vano int	B	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	---	---
Perímetro	C	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	---	---
Centro vano ext	D	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	---	---
Núcleo	E	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	2Ø12 c/9cm	1153kNm/m.a
M.Pantalla	F	2Ø8 c/10cm	509kNm/m.a	4Ø16 c/12cm	2220kNm/m.a

Tabla 26. Resumen de armado de losa de cimentación

4.3.2. Armado de pilares.

Los pilares se dividiran en 3 grupos;

1. Sotanos+PB+P.1º (750x600mm)
2. Plantas 2-10º(600x600mm)
3. Planta 10º-Planta cubierta (450x450mm).

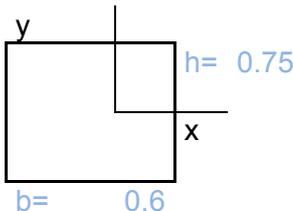
A modo de ejemplo, Se dimensionará el pilar interior en el tramo donde la sección es de 75*60cm de forma detallada, el resto de soportes y tramos se dimensionarán siguiendo los mismos criterios. Pueden verse en ANEJO 4.2 dimensionado de elementos para la tipología de losa maciza.

- **Pilar interior.**

1. **ELU Inestabilidad.**

Comprobación de la relevancia de los efectos de segundo orden en la sección más esbelta de todo el edificio. Aunque no es la de menor dimensión es la de mayor esbeltez.

- **Sección 75x60cm (TRAMO PLANTA BAJA)**

(1)Pilar superior	(A) Viga superior	<table border="1"> <tr> <td>(1)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>(A)</td> <td>(A) $\psi_A = 114$</td> </tr> <tr> <td>(2)</td> <td>$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) pilar}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) viga}$</td> </tr> <tr> <td>(B)</td> <td>(B) $\psi_B = 114$</td> </tr> <tr> <td>(3)</td> <td></td> </tr> </table>	(1)		(A)	(A) $\psi_A = 114$	(2)	$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) pilar}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) viga}$	(B)	(B) $\psi_B = 114$	(3)	
(1)												
(A)	(A) $\psi_A = 114$											
(2)	$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) pilar}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) viga}$											
(B)	(B) $\psi_B = 114$											
(3)												
$I_x = 0.021 \text{ m}^4$ $E = 3E+07 \text{ kN/m}^2$ $I_y = 0.014 \text{ m}^4$ $L = 3.15 \text{ m}$ $A = 0.45 \text{ m}^2$ $i_{o,x} = 0.22 \text{ m}$ $i_{o,y} = 0.17 \text{ m}$	$H = 0.21 \text{ m}$ $L = 6 \text{ m}$ $B = 0.4 \text{ m}$ $I = 0.0003 \text{ m}^4$ $E = 3E+07 \text{ kN/m}^2$											
(2)Pilar a estudiar	(B) Viga inferior											
$I_x = 0.021 \text{ m}^4$ $E = 3E+07 \text{ kN/m}^2$ $I_y = 0.014 \text{ m}^4$ $L = 4.15 \text{ m}$ $A = 0.45 \text{ m}^2$ $i_{o,x} = 0.22 \text{ m}$ $i_{o,y} = 0.17 \text{ m}$	$H = 0.21 \text{ m}$ $L = 6 \text{ m}$ $B = 0.4 \text{ m}$ $I = 0.0003 \text{ m}^4$ $E = 3E+07 \text{ kN/m}^2$											
(3)Pilar inferior												
$I_x = 0.021 \text{ m}^4$ $E = 3E+07 \text{ kN/m}^2$ $I_y = 0.014 \text{ m}^4$ $L = 3.15 \text{ m}$ $A = 0.45 \text{ m}^2$ $i_{o,x} = 0.22 \text{ m}$ $i_{o,y} = 0.17 \text{ m}$												

$$\alpha = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A \psi_B}{1.28 + 2 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A \psi_B}$$

$$\lambda, INF = 35 * \sqrt{\frac{c}{v} * \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 * \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

Tabla 27. ELU inestabilidad pilar sección 75x60cm h=4,15m

C 0.2 Armadura igual en las cuatro caras
 V 0.22 Axil adimensional
 e2 0.03 m Excentricidad con el Mmax
 e1 0.00 m Excentricidad con el Mmin
 λ, INF 55.6

$\alpha, INTRAS$ 0.997
 Lo 4.136 m
 λ, x 19.10 Efecto de 2ºorden despreciable
 λ, y 23.88 Efecto de 2ºorden despreciable

Se pueden despreciar los efectos de segundo orden.

2. ELU ,Esfuerzos Normales.

Dado que los pilares más solicitados son los del módulo 2-F, se armarán todos los pilares igual que estos. De cada tramo según tipo de sección se armarán en todas las plantas igual que frente al más desfavorable

• Dimensionado a flexocompresión.

La capacidad mecánica de la armadura longitudinal Us, tot (suma de $Us + Us'$) de los tramos superior e inferior del soporte, cuya sección transversal varía a lo largo de los tramos (750x600, 600x600 y 450x450), debe cumplir las prescripciones siguientes.

$$Us, tot > 0.4\% * Ac * fcd \quad \text{Ecuación 33}$$

$$Us, tot > 0.1 * Nd \quad \text{Ecuación 34}$$

$$Us, tot < Ac * fcd \quad \text{Ecuación 35}$$

- Sección 75x60cm . (TRAMO PLANTA -2) Sección de mayor esfuerzo axil solicitante

1º Material

Situación normal				
fyk	500	N/mm	$\epsilon_{y, max}$	1.00E-02
fck	30	N/mm	ϵ_y	2.17E-03
fyd	434.8	N/mm	$\epsilon_{c, u}$	3.50E-03
fcd	20	N/mm	$\omega =$	0.33

2º Propiedades de la Sección

Geométricas		Mecánicas		
h	750 mm	N	kN	
b	600 mm	Uo=	852000	8520
C	40 mm	Us1=	2044800	2045
d	710 mm	Us2=	2044800	2045
d'	40 mm	As1=	4703.04	mm2
d'/h	0.053	As2=	4703.04	mm2

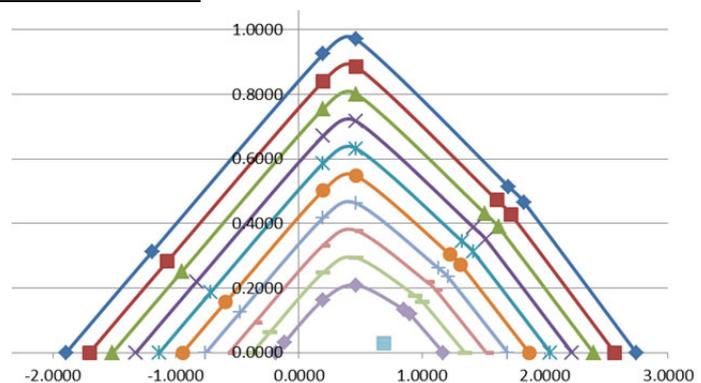
3º Esfuerzos rotura Frágil

Nd	6200 kN	V	0.688888889
Md	232.5 kNm	μ	0.027851852
Md'	63 kNm	M, min	232.50 kNm

Tabla 28. Propiedades geométricas Pilar 75x60cm

$$V = \frac{Nd}{Ac * fcd} \quad \text{Ecuación 36}$$

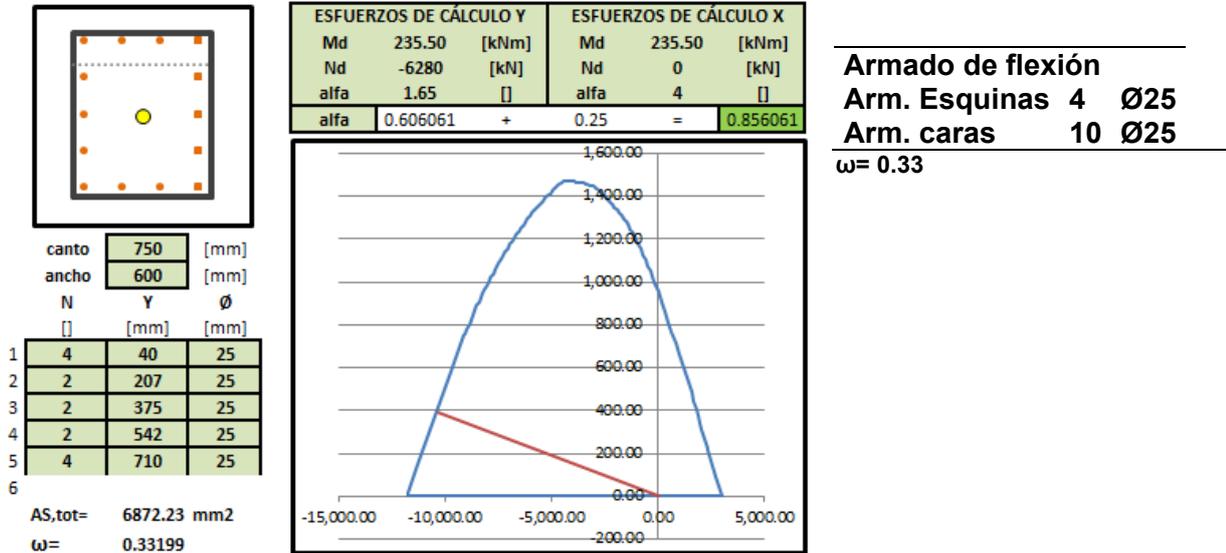
$$\mu = \frac{Md}{h * Ac * fcd} \quad \text{Ecuación 37}$$



$$U_s, \text{tot} = A_c * f_{cd} * \omega \quad \text{Ecuación 38}$$

Imagen 29. Diagrama Interacción Momento Axil. Pilar. Fuente: Elaboración propia.

• Armadura a Flexo-compresión



• Armadura de cortante. (Piezas con armadura de cortante)

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad \text{Ecuación 39}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\epsilon_c} \epsilon * (100 * \rho * f_{cv})^{\frac{1}{3}} * b * d \quad \text{Ecuación 40}$$

$$V_{u2, \text{min}} = \frac{0.075}{\epsilon_c} * \epsilon^{3/2} * f_{cv}^{\frac{1}{2}} * b * d \quad \text{Ecuación 41}$$

$$V_{rd} = V_{u2} \rightarrow V_{su} = V_{rd} - V_{cu} \quad \text{Ecuación 42}$$

$$V_{su, \text{cortante}} = 0.9 * d * A_{90^\circ} * f_{y, 90^\circ}, d \quad \text{Ecuación 43}$$

V _{rd} =	60 kN	U _{s2} =	1493.96 kN
		U _{s1} =	1493.96 kN
Compresiones en bielas			
σ ^c =	10.46 N/mm ²	<	0
V _{u1} =	2556 kN	>	60 cumple
Compresiones tracciones en el alma			
ε	1.531	ρ	0.00351
σ ^c _d =	13.7778 N/mm ²	<	20 N/mm ²
V _{u2} =V _{cu} +V _{su}			
V _{cu} =	126.521 kN		
No requiere Armadura de cortante			
V _{su} Nec=	Armadura Mínima	As _{cort,min} =	0.57929 mm ² /mm
nº ramas	3	3c Ø8	As _{cort,real} = 150.796 mm ² /mm
	0.75d	532.5 mm	
st,max<	15Ø	300 mm	
	$\frac{7.5 A_{st} * f_{yd}}{b * f_{ct,m}}$		
300		2829.47 mm	
s=	200 mm	As _{cort,real} =	0.75398 mm ²

As,cort,real=	0.754	mm ² /mm	Ust,tot=	0.302	kN/m
Armadura de cortante	3c		Ø8	c/20cm	

RESUMEN DE DIMENSIONADO DE PILARES

		Cuadro de armado		
Planta	dimensiones	Arm. Base	Arm. Cara	Arm. Cortante
Planta 12°	450x450	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 11°	450x450	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 10°	450x450	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 9°	600x600	4Ø16	8Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 8°	600x600	4Ø16	8Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 7°	600x600	4Ø16	8Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 6°	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 5°	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 4°	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 3°	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 2°	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 1°	750x600	4Ø25	8Ø25	c3Ø8 c/20cm
Planta Baja	750x600	4Ø25	8Ø25	c3Ø8 c/20cm
Planta -1	750x600	4Ø25	10Ø25	c3Ø8 c/20cm
Planta -2	750x600	4Ø25	10Ø25	c3Ø8 c/20cm

Tabla 29. Resumen de armado de Pilares. Tipología A

4.3.3. Armado de Muros.

1. Muro Pantalla.

Como se ha mencionado en el apartado de modelos de cálculo, los esfuerzos obtenidos en muros provienen de dos modelos totalmente diferentes.:

-Un primer modelo que no tiene en cuenta la elasticidad del terreno existente y plantea el edificio empotrado sobre un terreno totalmente indeformable . Este modelo hace trabajar al muro como un elemento en mensula, lo cual hará movilizar la resistencia a flexión del muro a partir de un par de fuerzas en su base que compensen el momento generado por las acciones horizontales. Esto supondrá tracciones en una de los extremos del muro, mayores compresiones en el extremo opuesto.

-El otro modelo, si que tiene en cuenta el terreno como un medio elástico dependiente de su módulo de balasto. Este no ofrece tanta resistencia al giro producido por la fuerza del viento en plantas superiores. El terreno se aplastará, favoreciendo a que el edificio entero se comporte como un sólido rígido en cierto modo, el cual pivota sobre una de sus aristas inferiores. Este modelo genera importantes deformaciones en la cimentación, y muros de sótano, sin embargo relaja las compresiones y tracciones en el muro. Se tiene que tener especial cuidado con el posible vuelco del edificio. A decir verdad el edificio se encuentra empotrado en el terreno a través de dos sótanos, lo cual por un lado hace que la tensión admisible del terreno sea más alta, ayudando al dimensionado de cimentación, y por otro lado haciendo muy complicado que se pueda producir el vuelco, ya que se deberían movilizar un gran volumen de tierras para poder conseguirlo.

Por todo esto, el muro se ha calculado para absorber las flexiones en el plano XZ mediante su armado de refuerzo vertical, siendo este el que se colocará en la cara exterior para proporcionarle mayor brazo mecánico. El refuerzo se dimensiona para soportar los esfuerzos máximos de

compresión y tracción, los cuales se producen cuando se considera el edificio empotrado en su base.

El armado horizontal, tiene como misión confinar el hormigón del muro para aportarle mayor ductilidad. Se dispondrá la armadura mínima en esta dirección.

Materiales			Geometría		
Fck	30	N/mm ²	Espesor muro	40	cm
Yc	1.50				
Fcd	20.00	N/mm ²	Recubrimiento Neto	4.0	cm
Fyk	500	N/mm ²			
Ys	1.15		Armadura exterior	vertical	
Fyd (tracciones)	434.78	N/mm ²	Recubrimiento armadura horizontal	6.50	cm
Fyd (compresiones)	400.00	N/mm ²	Recubrimiento armadura vertical	5.0	cm

Esfuerzos. Modelo con suelo elástico. ELU,env

F11,ed	-300	kN
F22,min,ed	-2100	kN

Esfuerzos. Modelo Empotrado ELU,env

F22,max,ed	1710	kN
F22,min,ed	-7.900	kN;

$$\text{Nrd, c, máx} = \text{fcd} * \text{espesor} * 0.85 \quad \text{Ecuación 44}$$

$$\text{Nrd, s, máx} = \text{fyd} * \text{área, barra} * \text{distancia entre barras}/100\text{cm} \quad \text{Ecuación 45}$$

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Diámetro de base horizontal	12	mm	Diámetro de base vertical	12	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm	Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	6800	kN/m .a.	Máxima compresión hormigón	6800	kN/m. a.
Máxima compresión acero	452.39	kN/m .a.	Máxima compresión acero	452.39	kN/m. a.
Máxima compresión	-7252	kN/m .a.	Máxima compresión	-7252	kN/m. a.
Máxima tracción	491.7	kN/m .a.	Máxima tracción	491.7	kN/m. a.
Cuantía flexión transversal	245.8	kN / m.a.	Cuantía flexión transversal	245	kN / m.a.
Momento último flexión transversal	78.06	kNm/m .a.	Momento último flexión transversal	80.90	kNm/ m.a.
Épsilon	1.77		Épsilon	1.76	
Cuantía geométrica	0.0017		Cuantía geométrica	0.0016	
Cortante último	121.55	kN/m.a	Cortante último	123.52	kN/m. a.

Tabla 30. Armado base de muro pantalla

El armado vertical se dimensiona para absorber las máximas tracciones, ya que el muro sería capaz de soportar prácticamente sin ayuda las compresiones máximas. Por lo tanto se requiere de un refuerzo vertical capaz de soportar 1710kN -491.7kN =1219kN

ARMADO REFUERZO VERTICAL		
Diámetro de base vertical	20	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm

Máxima compresión hormigón	6800	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1256.64	kN/m.a.
Máxima compresión(base + refuerzo)	-8509	kN/m.a.
Máxima tracción(base + refuerzo)	1748.3	kN/m.a.

Tabla 31. Armado refuerzo muro pantalla

Se dispone un armado de muro pantalla:

Armadura base horizontal 12Ø c/20cm

Armadura base vertical 12Ø c/20cm

Armadura vertical refuerzo 20Ø c/20cm, en el tramo de P-2º a P-1º,

Espesor del muro 40cm.

2. Muro Núcleo.

Materiales			Geometría		
Fck	30	N/mm2	Espesor muro	30	cm
Gc	1.50				
Fcd	20.00	N/mm2	Recubrimiento Neto	4.0	cm
Fyk	500	N/mm2			
Gc	1.15		Armadura exterior	vertica 	
Fyd (tracciones)	434.78	N/mm2	Recubrimiento arm. horizontal	5.50	cm
Fyd (compresiones)	400.00	N/mm2	Recubrimiento arm. vertical	4.50	cm
Esfuerzos. ELU,env					
F11	-150	kN			
F22	-2400	kN			
ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Diámetro de base horizontal	10	mm	Diámetro de base vertical	10	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm	Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	5100	kN/ma	Máxima compresión hormigón	5100	kN/ma
Máxima compresión acero	314	kN/ma	Máxima compresión acero	314	kN/ma
Máxima compresión	-5414	kN/ma	Máxima compresión	-5414	kN/ma
Máxima tracción	341	kN/ma	Máxima tracción	341	kN/ma

Tabla 32. Armado muro núcleo

Se dispone un armado de muro núcleo:

Armadura base horizontal 10Ø c/20cm

Armadura base vertical 10Ø c/20cm

Espesor del muro 30cm.

4.3.4. Armado de Losa Maciza.

• Cálculo de Armado base

Elegimos con el armado base cubrir las cuantías mínimas.

Cuantías mínimas a flexión

$$A_{s, geo, min} = A_c * \frac{1.8}{1000}$$

$$A_{s, mec, min} = 0.04 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura mínima a cortante.

$$A_{s, cortante min} = 0.3 f_{ck}^{2/3} * \frac{b}{7.5 * 400}$$

$$V_{su, cortante min} = 0.9 * d * A_{90^\circ} * f_{y, 90^\circ}, d$$

$$\text{Donde : } f_{y, 90^\circ}, d = \frac{400N}{mm^2} \text{ y } \alpha, \text{ arm transv} = 90^\circ$$

Resistencia al cortante sin armadura de cortante.

$$V_{u2} = \frac{0.18}{\alpha_c} \varepsilon * (100 * \rho * f_{cv})^{\frac{1}{3}} * b * d \quad \text{Ecuación 46}$$

$$V_{u2, min} = 0.035 * \varepsilon^{3/2} * f_{cv}^{\frac{1}{2}} * b * d \text{ (Pere-Pérez)} \quad \text{Ecuación 47}$$

Diámetro de base	10	mm
Distancia entre barras de base < 0.75d	20	cm
Usd base	170.74	kN / m.a.
Canto útil	165.00	mm
M ult base	27.01	kNm/m.a.
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)		
Épsilon	2.000000	
Cuantía geométrica	0.002380	
Vu1 (base)(compresión oblicua alma)	990.00	kN/m.a.
Vu2=Vcu(contribución del Hormigón)	76.25	kN/m.a.
Armadura mínima de Cortante		
Diámetro de base	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de base	10	cm
Área base de cortante	1005.3	mm ² /m.a
Vsu,base,cortante	59.72	kN

Tabla 33. Armadura Base de losa h=21cm

• **Armado de refuerzo a flexión**

		Resumen de Esfuerzos		
Zona		M,max(11)	M,max(22)	V,max
Pilar interior		-32kNm/m.a	35kNm/m.a	100kN/m.a
Pilar Borde	A	25kNm/m.a	26kNm/m.a	47kNm/m.a
Pilar Esquina		25kNm/m.a	24kNm/m.a	53kNm/m.a
Centro vano int	B	22kNm/m.a	28kNm/m.a	7kN/m.a
Perímetro	C	-29kNm/m.a	25kNm/m.a	50kN/m.a
Centro vano ext	D	32kNm/m.a	10kNm/m.a	16kN/m.a
Núcleo	E	-26kNm/m.a	13kNm/m.a	60kN/m.a
M.Pantalla	F	-25kNm/m.a	34kNm/m.a	40kN/m.a

Tabla 34. Esfuerzos en losa. En rojo aquellos esfuerzos solicitantes superiores a los resistidos por el armado base

A partir de la armadura base y el momento último que la sección es capaz de resistir, se buscará absorber el exceso de momento producido en las diferentes zonas de la losa mediante armadura de refuerzo, siguiendo los mismos criterios de disposición elegidos y explicados con anterioridad.

Zona A. Pilar interior.

Momentos similares en M11 y M22 se armará simétricamente para evitar fallos, Refuerzo en cara superior de la losa en las zonas de pilar.

Diámetro de refuerzo	10	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm	
Usd refuerzo	170.74	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	341.5	kN / m.a.	2
Canto Útil Combinado	165.00	mm	PROF. FN. [mm]
M,rd	36	kN/m.a.	24.47
M ult base + refuerzo	-52.65	kNm/m.a.	

Tabla 35. M,último armadura de refuerzo + base

$M_{ult} > M_{max,ed}$ que se produce en todos cabezas de pilares, por tanto el armado de losa a flexión sobre pilares es satisfactorio.

- **Armadura a cortante.(Piezas con armadura de cortante)**

$$Vu2 = Vcu + Vsu \quad \text{Ecuación 48}$$

$$V, cu = \frac{0.15}{\sigma_c} \varepsilon * (100 * \rho * fcv)^{\frac{1}{3}} * b * d \quad \text{Ecuación 49}$$

$$V, rd = Vu2 \rightarrow V, cu = V, rd - V, c \quad \text{Ecuación 50}$$

$$Vsu, cortante = 0.9 * d * A90^o * fy, 90^o, d \quad \text{Ecuación 51}$$

Cortante resistido (base más refuerzo) V13		
Épsilon	2.000000	
Cuantía geométrica (base+ref long)	0.00714	
Vu1 (base + refuerzo)	990.00	kN/m.a.
Vcu (base + refuerzo)	91.65	kN/m.a.
V,rd	100.00	kN/m.a.
Vsu Necesaria tot	8.53	kN/m.a.
Vsu refuerzo nec=Vsu,tot-Vsu,min	Arm.min	kN/m.a.
Diámetro de arm.cortante	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de Refuerzo	20	cm
Área refuerzo de cortante	502.7	mm ² /m.a
Vsu,refuerzo,real	29.86	kN/m.a.

Tabla 36. Armado a cortante Pilar interior

No se requiere armadura de cortante adicional en la losa.

1. Armadura a Punzonamiento.

Se comprueba el pilar de menor sección situado en las plantas superiores, ya que a igualdad de carga en su ámbito de carga en relación con otros soportes, este tiene menor perímetro crítico, propiciando menores esfuerzos tangenciales resistentes a la sección.

Esfuerzo tangencial solicitante

Soporte interno		
Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
β	1.15	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,800	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	3,873	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	639119	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	1.14	m ²
Área total (A.tot)	30	m ²
Peso Propio	5.25	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²
Sobrecarga de Uso	3.00	kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos	1	
Fsd,ef=	538.3	kN
Punzonamiento Sd	0.842	N/mm²

Tabla 37. Punzonamiento en pilar interior

(Piezas sin armadura de punzonamiento)

$$\zeta_{sd} < \zeta_{rd}$$

$$(7)\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 * d}$$

$$F_{sd} = (1.35 * G + 1.5 * Q) \frac{kN}{m^2} * (L1m * L2m)N$$

$$\beta = 1.15 \text{ soporte interior}$$

$$U_1 = 4 * L + 2\pi * (2 * d)$$

$$\zeta_{rd} = \frac{0.18}{\beta c} \varepsilon * (100 * \rho_l * f_{cv})^{\frac{1}{3}}$$

$$\zeta_{rd} > \frac{0.075}{\beta c} * \varepsilon^{2/3} * f_{cv}^{\frac{1}{2}}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_l x \rho_l y} \quad \text{Ecuación 52}$$

$$\rho_x = \frac{A_s}{(l_1 + 6d) * (l_2 + 6d)} \quad \text{Ecuación 53}$$

Aunque la armadura de refuerzo a flexión, solo es necesaria en la cara superior del pilar para absorber los momentos negativos, con el objetivo de aumentar la cuantía de la sección para que colabore a punzonamiento se propone disponer la misma malla de refuerzo en la cara inferior que la que se requiere en la cara superior para cubrir momentos negativos.

Comprobaciones a punzonamiento

1-Bielas de punzonamiento en hormigón	0.6*fcd	12N/mm2	>0.84Nmm2	Verific
2-Tensiones Tangenciales				
	L+3d	945	mm	
	L+6d	1440	mm	
Área de influencia	2073600	mm2		
Cara sup	base		refuerzo	área
x L+6d	7Ø10		7Ø10	1099 mm2
y L+6d	7Ø10		7Ø10	1099 mm2
Cara inf	base		refuerzo	área
x L+6d	7Ø10		7Ø10	1099 mm2
y L+6d	7Ø10		7Ø10	1099 mm2
ρx=	0.00106			
ρy=	0.00106			
ρ=√(ρx+ρy)	0.00106			
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.43	N/mm2		

Tabla 38. Comprobación a punzonamiento

0.84>0.43N/mm2 **Necesita armadura de punzonamiento.**
(Piezas con armadura de punzonamiento)

$$\zeta, sd = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 * d} \quad \text{Ecuación 54}$$

$$\zeta, sd = 0.75\zeta, rd + 1.5 * \frac{A_{sw} * f_{yad}}{s * u_1} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = u_1 * (\zeta, sd - 0.75\zeta, rd) / (1.5 * f_{yad}) \quad \text{Ecuación 56}$$

Punzonamiento máximo Rd ned	3.33	mm2/mm
S1<0.5d=	82	mm
S2<0.75d=	123	mm
s2	100	mm

Asw>	333.3	mm2/mm
Número de barras, total	10	
Asw,barra	33.3	mm2
1Ø	8	c10cm
As,w real tot	502.65	mm2/mm

3-Perimetro crítico

$$F, sd, ef = \frac{0.18}{\alpha c} \epsilon * (100 * \rho * fcv)^{\frac{1}{3}} * un, ef * d \quad \text{Ecuación 57}$$

El perímetro crítico efectivo con armadura de punzonamiento depende de la separación entre barras de punzonamiento. En este caso, la armadura de punzonamiento se garantiza mediante las ramas de los cercos dispuestos en la cruceta, y conectores verticales equidistantes. Además se aumentará la cuantía de armadura longitudinal para aumentar la capacidad resistente frente al esfuerzo de punzonamiento. Se propone un armado tipo viga en la zona del soporte, dispuesto en forma de cruceta en las dos direcciones principales de la losa. Los despieces y refuerzos pueden verse en el ANEJO 1. Planos.

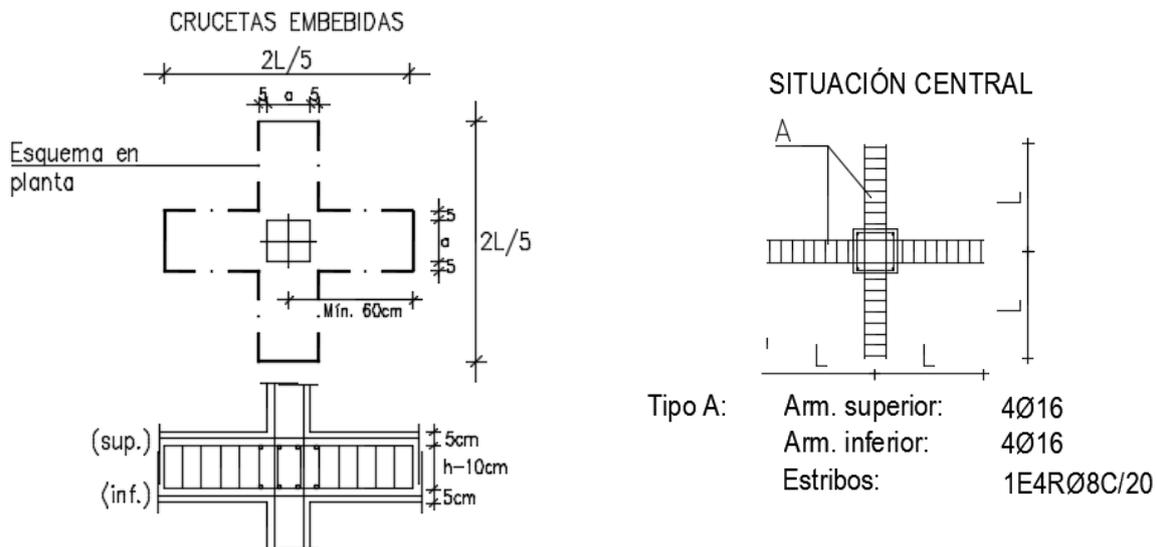


Imagen 31 . Punzonamiento en soporte interior

$$un, ef = N^{\circ} \text{ de caras} * (\text{separación al perímetro} + s1 + n * s2 + L + 2d) \quad \text{Ecuación 58}$$

min(1.5d ; 0.5 L.p)	225	mm
un,ef, Lado 1	2274	mm
un,ef, Lado 2	2274	mm
un,ef	4548	mm

$$\rho l = \sqrt{\rho l x \rho l y}$$

$$\rho x = \frac{As}{un, ef * d}$$

Cara sup (armado en lado 1)	base	Ref.flex	Ref. punzonamiento	área	
x	11Ø10	7Ø10	4Ø16	2217	mm2
y	11Ø10	7Ø10	4Ø16	2217	mm2
Cara sup (armado en lado 2)	base	Ref.Flex	Ref. punzonamiento	área	
x	11Ø10	7Ø10	4Ø16	2217	mm2
y	11Ø10	7Ø10	4Ø16	2217	mm2

$\rho_x =$	0.0056
$\rho_y =$	0.0056
$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)}$	0.0056

con $\beta=1$;	F_{sd,ef}	F_{rd,ef}	
	468.113	469.7	Verifica

 Tabla 39. Cuantías de acero para el cálculo de F_{sd,eff}

	Arm. Base (ambas caras)		
#10Ø		c20cm	393mm²/mm
	Arm. Refuerzo Inferior		
#10Ø		c20cm	393mm²/mm
	Arm. Refuerzo Superior		
#10Ø		c20cm	393mm²/mm
	Arm. Refuerzo Inferior Punzonamiento		
	4Ø 16		804mm²/mm
	Arm. Refuerzo Superior Punzonamiento		
	4Ø 16		804mm²/mm
	Arm. Cortante		
c8Ø		c20cm	

Tabla 40. Resumen de armados de losa sobre pilar Interior

Zona A.Pilar borde.

Siguiendo el mismo procedimiento se desarrolla la obtención de armadura de punzonamiento en soporte de borde. Se arma simétricamente, Refuerzo a flexión en cara superior de la losa en las zonas de pilar.

Diámetro de refuerzo	12	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm	
Usd refuerzo	246	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	416	kN / m.a.	2
Canto Útil Combinado	164.4	mm	PROF. FN. [mm]
M _{rd}	36.00	kN/m.a.	33.27
M ult base + refuerzo	-63.1	kNm/m.a.	

Tabla 41. M, último armadura de refuerzo + base

$M_{ult} > M_{max,ed}$ que se produce en todos cabezas de pilares, por tanto el armado de losa a flexión sobre pilares es satisfactorio.

- **Armadura a cortante.(Piezas con armadura de cortante)**

Cortante resistido (base más refuerzo) V13		
Épsilon	2.000000	
Cuantía geométrica (base+ref long)	0.0082	
Vu1 (base + refuerzo)	986	kN/m.a.
Vcu (base + refuerzo)	95.66	kN/m.a.
V _{rd}	100.00	kN/m.a.
Vsu Necesaria tot	4.34	kN/m.a.
Vsu refuerzo nec=Vsu,tot-Vsu,min	Arm.min	kN/m.a.
Diámetro de arm.cortante	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de Refuerzo	20	cm
Área refurzo de cortante	502.7	mm ² /m.a
Vsu,refuerzo,real	29.86	kN/m.a.

Tabla 42. Armadura a cortante Pilar borde

No se requiere armadura de cortante adicional en la losa.

2. Armadura a Punzonamiento.

Soporte Borde		
Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
β	1.4	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,350	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	2383	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	391791	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	0.82	m ²
Área total (A.tot)	15	m ²
Peso Propio	5.25	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²
Sobrecarga de Uso	3.00	kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos	1	
Fsd,ef=	655.4	kN
Punzonamiento Sd	1.7	N/mm²

Tabla 43. Punzonamiento en pilar interior

Comprobaciones a punzonamiento (Piezas sin armadura de punzonamiento)

1-Bielas de punzonamiento en hormigón	0.6*fcd	12N/mm ²	>1.7Nmm ²	Verific
2-Tensiones Tangenciales				
	L+3d	945	mm	
	L+6d	1436	mm	
Área de influencia	1354910	mm ²		
Cara sup	base		refuerzo	área
x L+3d	5Ø10		5Ø12	958 mm ²
y L+6d	7Ø10		7Ø12	1341 mm ²
Cara inf	base		refuerzo	área
x L+3d	5Ø10		5Ø12	958 mm ²
y L+6d	7Ø10		7Ø12	1341 mm ²
ρ_x =	0.00141			
ρ_y =	0.00198			
$\rho=\sqrt{(\rho_x+\rho_y)}$	0.00167			
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.43	N/mm²		

Tabla 44. Comprobación a punzonamiento

1.7>0.43N/mm² **Necesita armadura de punzonamiento.**

(Piezas con armadura de punzonamiento)

Punzonamiento máximo Rd ned	5.33	mm ² /mm
S1<0.5d=	82	mm
S2<0.75d=	123	mm
s2	80	mm
Asw>	427	mm ² /mm
Número de barras, total	12	
Asw,barra	35.8	mm ²
1Ø	8	C8cm
As,w real tot	628.3	mm ² /mm

3-Perimetro crítico

$$F, sd, ef = \frac{0.18}{\beta_c} \varepsilon * (100 * \rho * fcv)^{\frac{1}{3}} * un, ef * d \quad \text{Ecuación 59}$$

$$un, ef = N^{\circ} \text{ de caras} * (\text{separación al perimetro} + s1 + n * s2 + L + 2d) \quad \text{Ecuación 60}$$

min(1.5d ; 0.5 L.p) 225 mm Distancia a borde=75mm

un,ef, Lado 1	1415	mm
un,ef, Lado 2	1820	mm
un,ef	4500	mm

$$\rho l = \frac{\sqrt{\rho l x p l y}}{A_s}$$

$$\rho x = \frac{A_s}{un, ef * d}$$

Cara sup (armado en lado 1)	base	Ref.flex	Ref.	área	
x	7Ø10	5Ø12	punzonamiento 4Ø20	2371	mm2
y	9Ø10	7Ø12	4Ø20	2755	mm2
Cara sup (armado en lado 2)	base	Ref.Flex	Ref.	área	
x	7Ø10	5Ø12	punzonamiento 4Ø20	2371	mm2
y	7Ø10	7Ø12	4Ø20	2598	mm2
ρx=	0.0064				
ρy=	0.0072				
ρ=√(ρx+ρy)	0.00681				
con β=1;		F,sd,ef	F,rd,ef		
		468.113	< 485.6	Verifica	

Tabla 45. cuantías de acero para el cálculo de F,sd,eff

#10Ø	Arm. Base (ambas caras)	c20cm	393mm2/mm
#12Ø	Arm. Refuerzo Inferior	c20cm	565mm2/mm
#12Ø	Arm. Refuerzo Superior	c20cm	565mm2/mm
	Arm. Refuerzo Inferior Punzonamiento		
	4Ø 20		251mm2/mm
	Arm. Refuerzo Superior Punzonamiento		
	4Ø 20		251mm2/mm
c8Ø	Arm. Cortante	c8cm	

Tabla 46. Armado en losa maciza sobre pilar de borde

Zona A.Pilar esquina.

Del mismo modo teniendo en cuenta que el area de carga ahora es de 2.5*3=7.5m2 y que al estar en esquina el perímetro eficaz es L+3d en ambos lados, el armado del pilar es el siguiente:

$$\zeta, sd = 3N/mm^2$$

$$\zeta, rd, \text{ sin armadura de punzonamiento} = 0.52N/mm^2$$

Requiere armadura de punzonamiento.

#10Ø	Arm. Base (ambas caras)	c20cm	393mm2/mm
#12Ø	Arm. Refuerzo Inferior	c20cm	565mm2/mm
#12Ø	Arm. Refuerzo Superior	c20cm	565mm2/mm
	Arm. Refuerzo Inferior Punzonamiento		
	4Ø 20		251mm2/mm
	Arm. Refuerzo Superior Punzonamiento		
	4Ø 20		251mm2/mm
c8Ø	Arm. Cortante	c20cm	

Tabla 47. Armado losa maciza sobre pilar esquina

Zona D. Refuerzo en centro de vano.

 • **Armadura a Flexión**

Armadura de Refuerzo cara inf			
Diámetro de refuerzo	10	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	40	cm	
Usd refuerzo	85.37	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	256.11	kN / m.a.	2
Canto Útil Combinado	165.00	mm	PROF. FN. [mm]
M,rd	32.00	kN/m.a.	24.47
M ult base + refuerzo	40.06	kNm/m.a.	VERIFICA

Tabla 48. Armado losa centro de vano

Zona E. Refuerzo núcleo central,

 • **Armadura a Flexión**

Armadura de Refuerzo cara sup			
Diámetro de refuerzo	10	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	40	cm	
Usd refuerzo	85.37	kN / m.a.	DOMINIO
Usd base + refuerzo	256.11	kN / m.a.	2
Canto Útil Combinado	165.00	mm	PROF. FN. [mm]
M,rd	32.00	kN/m.a.	24.47
M ult base + refuerzo	40.06	kNm/m.a.	VERIFICA

Tabla 49. Armado de losa zona de núcleo central

RESUMEN ARMADOS LOSA

ZONA	Arm. Longitudinal		
	Arm. Base (ambas caras)	Arm. Refuerzo (sup+inf)	Arm. Ref Punzonami. (Superior e inferior)
Pilar interior	#1Ø10 c/20cm	#1Ø10 c/20cm +4Ø16	4Ø16
Pilar Borde	A #1Ø10 c/20cm	#1Ø12 c/20cm +4Ø20	4Ø20
Pilar Esquina	#1Ø10 c/20cm	#1Ø12 c/20cm +4Ø20	4Ø20
Centro vano int	B #1Ø10 c/20cm	----	
Perímetro	C #1Ø10 c/20cm	----	
Centro vano ext	D #1Ø10 c/20cm	----	#1Ø10 c/40cm
Núcleo	E #1Ø10 c/20cm	----	
M.Pantalla	F #1Ø12 c/20cm	Vertical Ø20 c/20cm	

Arm.esfuerzos tangenciales

ZONA	Arm. Min	Arm. De cortante requerida por punzonamiento
Pilar interior	c2Ø8 c/10cm	c2Ø8 c/10cm
Pilar Borde	A c2Ø8 c/10cm	c2Ø8 c/8cm
Pilar Esquina	c2Ø8 c/10cm	c2Ø10 c/10cm
Centro vano int	B No necesita	----
Perímetro	C No necesita	----
Centro vano ext	D No necesita	----
Núcleo	E No necesita	----
M.Pantalla	No necesita	----

Tabla 50. Resumen de armados en losa maciza

4.5. Comprobación ELS

4.5.2 Control de fisuración en Losa

La norma EHE08 permite dimensionar las losas en base a las dos direcciones principales, cuyas leyes de momentos serían, limitando los valores de Momentos al M_{fis} se verán con facilidad los puntos del forjado que fisuran en servicio.

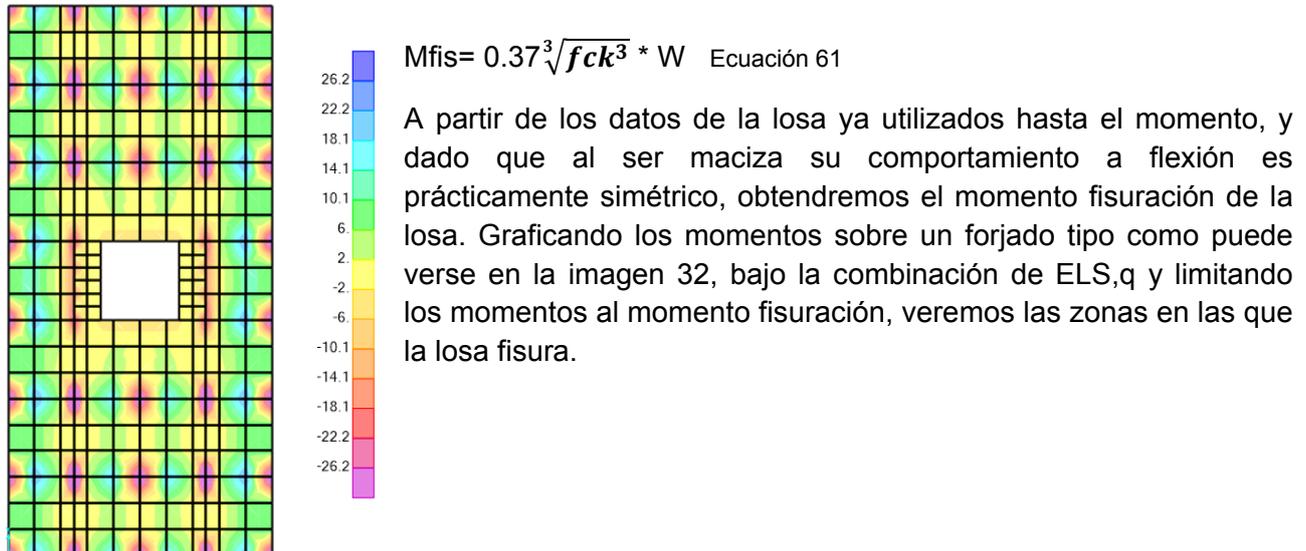


Imagen 32. Momentos de fisuración. Comb ELS,q

Material		Propiedades Mecánicas		
Fck	30.0N/mm ²	Regimen Lineal		
Gc	1.50	W bruto (H)	7,350,000.00	[mm ³]
Fcd	20.0N/mm ²	I bruta (H)	771,750,000.00	[mm ⁴]
Fyk	500.0N/mm ²	A bruta (D)	210,000.00	[mm ²]
Gy	1.15	d	170.00	[mm]
Fyd	434.8N/mm ²	Mfis	26.26	[kNm]
Es=	200,000.0N/mm ²			
Geometria		ESFUERZOS ELS		
L,1	6m	M+qp	26.5 kNm	
L,2	5m	M-qp	37 kNm	
H losa	21.0cm			
r,neto	4.0cm			
ARMADOS		Pilar (menos armado) Interior		
Centro vano		Arm. Base (ambas caras)		
Arm. Base (ambas caras)		#10Ø	c20cm	393mm ² /mm
#10Ø	c20cm	393mm ² /mm		
Arm. Refuerzo Inferior		Arm. Refuerzo Inferior		
#10Ø	c40cm	196mm ² /mm		
		Arm. Refuerzo Superior		
		#10Ø	C20cm	393mm ² /mm
		Arm. Ref. Inf. Punzonamiento		
		4	16Ø	804mm ² /mm
		Arm. Ref. Sup. Punzonamiento		
		4	16Ø	804mm ² /mm
		Arm. Cortante		
		c8Ø	c20cm	

A primera vista ya se puede decir que la fisuración se producirá en las zonas de pilares y muros, y en los centros de vanos exteriores.

$$Wk < W, max \quad \text{Ecuación 62}$$

$$W, max = 0.3mm \quad \text{Ecuación 63}$$

$$Wk = \varepsilon sm * \beta * sm \quad \text{Ecuación 64}$$

$$\varepsilon sm = \frac{\sigma s}{Es} * \left[1 - k1 * \left(\frac{Mfis}{M,q} \right)^2 \right] > 0.4 \frac{\sigma s}{Es} \quad \text{Ecuación 65}$$

$$\sigma s = \frac{M,qp}{0.8*d*As} \quad \text{Ecuación 66}$$

k1,=	0.5	larga duración
$\sigma_{s,+}$ =	330.8N/mm ²	$\sigma_{s,-}$ = 171.1N/mm ²
$\sigma s/Es$ =	0.001653963	$\sigma s/Es$ = 0.000855721
Mfis/M,q+	0.99081071	Mfis/M,q- 0.709634698
$\varepsilon sm+$	0.001244272	$\varepsilon sm-$ 0.000703909

Tabla 51.

$$Sm = 2c * 0.2s + 0.4k2 * \frac{\emptyset}{pr,eficaz} \quad \text{Ecuación 67}$$

k2, flexión= 0.125
 c=r,nom+ \emptyset ,med/2
 pr,ef=Ac,ef/As
 Ac,ef=h/4 * 15 \emptyset

As=	589mm ² /mm	As=	1590mm ² /mm
\emptyset ,max=	10 \emptyset	\emptyset ,max=	16 \emptyset
Ac,ef=	7875mm	Ac,ef=	12600mm
pr,ef	0.074799825	pr,ef	0.126162372
c=	50	c=	52
s=	30	s=	10
S,m+	112.6845076	S,m-	112.3410349

$$Wk = \varepsilon sm * \beta * sm \quad \text{Ecuación 68}$$

$$\beta \quad 1.7 \quad \text{acciones directas}$$

$$Wk+= \quad 0.238357309 \quad Wk-= \quad 0.134432383$$

Tabla 52. Ancho de fisura característico

Como $W, max=0.3mm$, y $W,kmax$ es menor, se satisface la situación de servicio frente a fisuración

4.5.2 Deformaciones en Losa. (Combinacione ELS,q 4) (MODELO A.3)

De acuerdo con el CTE SE 4.3.3 Deformaciones

4.3.3.1 Flechas

1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que: a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier

combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

4 Las condiciones anteriores deben verificarse entre **dos puntos cualesquiera** de la planta, tomando como **luz el doble de la distancia entre ellos**. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

5 En los casos en los que los elementos dañables (por ejemplo tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.” (CTE_SE_AE)

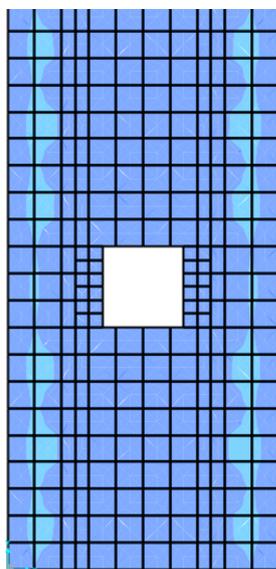


Imagen 33. Integridad constructiva

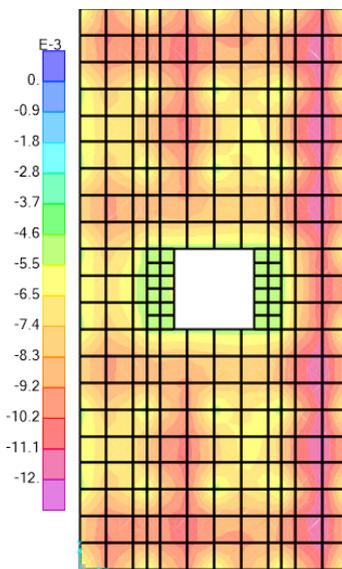


Imagen 34. Confort

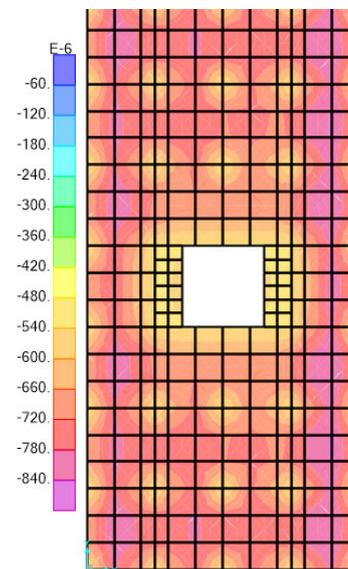


Imagen 35. Cuasi permanentes

1º-Integridad constructiva L/500.

Pisos con tabiques frágiles pavimentos sin juntas. Siendo la tabiquería ejecutada después de pavimentos. Por lo tanto esta comprobación se hará con la sobrecarga de uso y el porcentaje de las cargas muertas correspondientes (12% de CM).

Con L, máx entre dos puntos cualesquiera=3m; flecha límite $2 \cdot L/500=10\text{mm}$

Planta tipo experimenta la máxima deformación. (Deformación instantánea máx= -1.2mm)

2º-Confort (Sobrecarga de uso 3, totalmente cargado) L/350= 14mm

Primero se estudiará cual es el caso más desfavorable para sobrecarga de uso oficinas (en la planta tipo), según 3 casos de carga alternos; La más desfavorable es cuando la carga solamente se coloca en vanos impares Siendo el estado de cargas más desfavorable a flexión el de cargas alternas en vanos impares, con una **flecha instantánea máx= -1mm**

3º-quasi-permanentes (Combinación n°4-ELS,q.SU3), aspecto visual. **L/300**. Entre dos puntos cualesquiera. Entre pilar y centro de vano L=3m, por tanto flecha máx= $2 \cdot 2.5/300$. **Flecha límite 16.6mm**. La Planta 12 sufre la máxima deformación con toda la carga permanente y sobrecarga de uso aplicada en vanos impares. (Deformación instantánea máx=-5mm)

Se debe comprobar que la **flecha diferida** cumpla con los requisitos expuestos en las distintas etapas constructivas. Para ello es necesario comprobar los momentos que solicitan la

losa en servicio. (Combinación nº4-ELS,q.SU3). Zona de estudio de deformaciones asociada a las zonas 1 y 2 es la más solicitada.

• Cálculo de la flecha diferida

Se estudiará la flecha en los puntos del forjado con mayores momentos (1 y 2), aquellos lugares en que se supere el momento fisuración y la flecha diferida vaya a aumentar de manera más rápida.

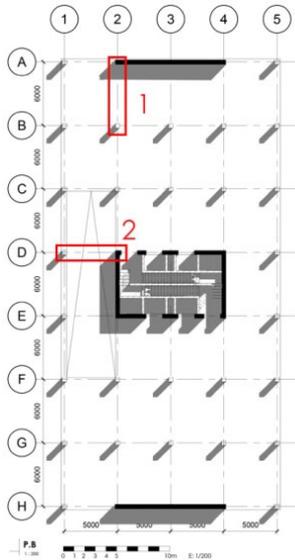


Imagen 36. Zonas de estudio a deformaciones cargando todos los vanos

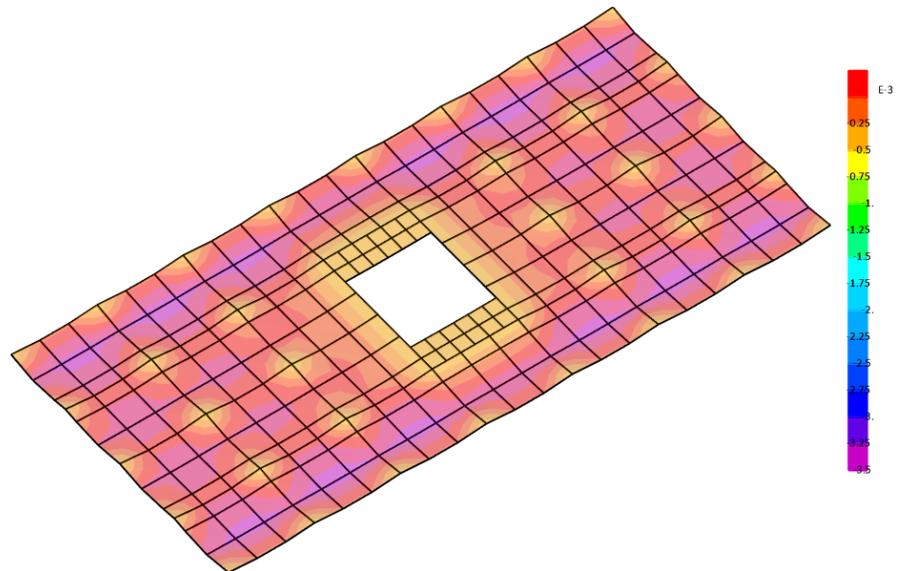


Imagen 37. Deformación de Forjado tipo frente ELS,q

H=21	My(22)kNm/ml	Mx(11) kNm/ml	F,inst mm
1.EE-	-28	-30	
1.C	16	-1	-3.5
1.EE+	-23	-29	
2.EE-	-28	-28	
2.C	-2	27	-5
2.EE+	-20	-37	

Tabla 53. Esfuerzos flectores. ELS,q

Los Momentos de la combinación nº4. ELS,q su3 obtenidos del modelo son kNm/m, por lo que integraremos los valores de momento en un distancia igual a 2d+b+2d.

Garantizando unas cuantías mayores de;

$$A_s f_{yd} > 0.04 A_c f_{cd}$$

$$A_{s,min,mec} = 31.28$$

$$\rho_{mec,min} = 0.00184 \text{ por cara}$$

$$\rho_{geo,min} = 0.0018 \text{ (Losas) en las dos caras}$$

Eligiéndose un emparillado de Ø10 c/20cm en las dos caras de la losa con refuerzos 1Ø10 c/40cm en zonas de momentos negativos . A partir de los momentos del tramo a estudiar (2) , las inercias fisuradas y las flechas son;

Fibra neutra elástica

$$X_{,prof} = n \cdot d \cdot \rho \cdot (1 + \rho' / \rho) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot (1 + \frac{\rho'}{\rho}) \cdot (\frac{c}{d})}{n \cdot \rho \cdot (1 + \rho' / \rho)^2}} \right] \text{ Ecuación 69}$$

$$I_{,fis} = n \cdot A_s \cdot (d-x)(d-x/3) + n \cdot A_s' \cdot (x-c)(x/3 - c) \text{ Ecuación 70}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{M_{fis}}{M}\right)^3 * I_{bruta} + \left(1 - \left(\frac{M_{fis}}{M}\right)^3\right) * I_{fis} \quad \text{Ecuación 71}$$

Flecha máxima instantánea en ELS,Q (combinación 4) es de 3.5mm Siendo la flecha máxima para el estado de carga en el que se encuentra todo el forjado cargado. A partir de los momentos en servicio máximo y del armado ya calculado ; y mediante la formulación de branson se obtienen las flechas diferidas.

Calculo flechas hormigón			tipo viga	biempotrada	
fck(j)	30	[N/mm2]	módulo Ec	28,576.79	[N/mm2]
fcmm(j)	38	[N/mm2]	modulo Es	200,000.00	[N/mm2]
fyk	500	[N/mm2]	n	7.00	
B	1000	[mm]	W bruto (H)	7,350,000.00	[mm3]
H	210	[mm]	I bruta (H)	771,750,000.00	[mm4]
C	40	[mm]	A bruta (D)	170,000.00	[mm2]
L	5000	[mm]	d	170	[mm]
flim1	500	[L/]	Mfis	26.26	[kNm]
G0	5.25	[kN/m2]	DEAD (peso propio forjado estructural)		
G1	1.975	[kN/m2]	CMP* (CMP hasta tabiquería inclusive)		
G2	1	[kN/m2]	Resto de CMP (falsos techos, ...)		
Q	3	[kN/m2]	Sobrecarga de uso		
psi2 Q	0.6	[]	Factor cuasi permanente uso ψ_2		
fELS (G+Q)	3.5	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantánea elástica		
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado		
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiquería		
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP		
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasi permanente Q		

extremo más solicitado			centro de vano			extremo menos solicitado		
armadura superior (tracc.)			armadura superior (comp.)			armadura superior (tracc.)		
Nc	8	[]	Nc	4	[]	Nc	7	[]
Øc	10	[mm]	Øc	10	[mm]	Øc	10	[mm]
Área	628.32	[mm2]	Área	314.16	[mm2]	Área	549.78	[mm ²]
rho	3.0E-03	[]	rho	1.8E-03	[]	rho	3.2E-03	[]
armadura inferior (comp.)			armadura inferior (tracc.)			armadura inferior (comp.)		
Nc	4	[]	Nc	7	[]	Nc	4	[]
Øc	10	[mm]	Øc	10	[mm]	Øc	10	[mm]
Área	314.16	[mm2]	Área	549.78	[mm2]	Área	314.16	[mm2]
rho	1.8E-03	[]	rho	3.2E-03	[]	rho	1.8E-03	[]

Ma (ELS,U=G+Q)			Ma (ELS,U=G+Q)			Ma (ELS,U=G+Q)		
Ma (ELS,U=G+Q)	27	[kNm]	Ma (ELS,U=G+Q)	26.5	[kNm]	Ma (ELS,U=G+Q)	37	[kNm]
Xprof	34.81	[mm]	Xprof	32.95	[mm]	Xprof	72.00	[mm]
Ifis	9.4E+07	[mm4]	Ifis	8.4E+07	[mm4]	Ifis	5.3E+07	[mm4]
Ieq	7.1E+08	[mm4]	Ieq	7.5E+08	[mm4]	Ieq	3.1E+08	[mm4]

fELS G0	1.64	[mm]	factor f dif G0	1.30	[]	factor fis 0	1.00	[]
fELS G1	0.62	[mm]	factor f dif G1	1.15	[]	factor fis 1	1.00	[]
fELS G2	0.31	[mm]	factor f dif G2	1.15	[]	factor fis 2	1.02	[]
fELS Q	0.94	[mm]	factor f dif Q	0.00	[]	factor fis Q	1.22	[]

Tabla 54. Cálculo de inercias fisuradas y factor fisuración

COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE					
f INTEG TAB	5.29	[mm]	< flim INTEG TAB	10.00	[mm]
f CONFORT	1.14	[mm]	< flim CONFORT	14.3	[mm]
f APARIENCIA	8.16	[mm]	< flim APARIENCIA	16.6	[mm]

Tabla 55. Flechas diferidas todo el vano cargado

Cuando el forjado se encuentra cargado completamente las flechas máximas diferidas son inferiores a las de cálculo, siendo válido el dimensionado a deformación.

Ahora verificamos para vanos alternos, se observa que cargando en dirección Y los vanos de forma alterna la flecha máxima instantánea en centro de vano es la siguiente;

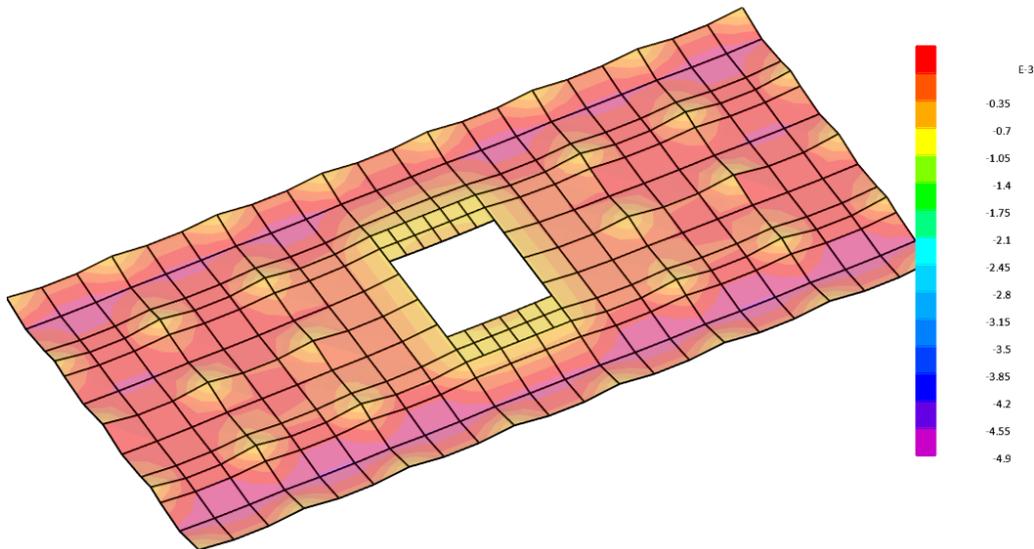


Imagen 38. F,max para ELS,q SU en vanos pares es de -5mm.

COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE					
f INTEG TAB	7.90	[mm]	< flim INTEG TAB	10.00	[mm]
f CONFORT	1.68	[mm]	< flim CONFORT	14.3	[mm]
f APARIENCIA	12.00	[mm]	< flim APARIENCIA	16.6	[mm]

Tabla 56. Flechas diferidas cuando se cargan los vanos pares

Con una evolución de flechas en el tiempo de la siguiente manera.

T [semanas]	flecha [mm]
0	0.00
1	0.00
2	0.00
4	2.34
8	4.10
12	4.66
16	5.03
24	5.41
48	6.04
52	6.16
104	6.90
260	12.00

Se verifica así el edificio frente ELS. Y se da por finalizado su dimensionamiento.

5. DISEÑO DE FORJADO de Losa Aligerada (Forjado Reticular)

5.1. Predimensionado

5.1.1. Predimensionado de elementos mediante Tablas. L/25=24cm

- **Forjado de h=20+5cm.**

De tal manera que las cargas permanentes en el forjado con este primer predimensionado serán las siguientes;

C. Permanentes (G)=PP+CM	Elemento constructivo	Material	kN / m3	kN / m2
	P.P Forjado (Estimado)	Losa nervada en dos direcciones, nervios h=20c/80cm y 5cm capa compresión		4.5
				4.5
Forjado tipo (kN/m2)	P.P tabiquería	Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
		Rasilla, 30 mm de espesor		0.4
		Mortero de cal	15	0.135
		Guarnecido y enlucido de yeso		0.15
				0.835
	P.P solado	0,05 m de espesor total (Baldosa hidráulica o cerámica)		0.8
		Aislante 200mm (Caucho en plancha)	17	0.34
				1.14
	P.P falso techo			1
				1
				7.47

Tabla 57. Cargas permanente h=20+5cm

5.1.2. Predimensionado de forjado mediante pórticos virtuales. (MODELO B.1)

- Dimensiones de los elementos del forjado.

Canto total 25+5cm

Nervios intereje 80cm

Bo >(7cm; altura del aligerante/4=5cm)

Bo=12cm

Ho=25cm

Capa de compresión c>L/10 = 5cm;

Abaco, h=30cm, dimensiones lado > L/6=1m.

Abaco interno = 2x2.4m

Abaco borde=1.6x2.4m

Abaco esquina=1.6x1.6m

Zuncho 30x45cm

Pórtico Virtual.

Eje C. dirección X. Lx=5m

Lp=3; Ancho de banda soporte L/2=3m

Ancho banda central 2*L/4=3m

- Cargas en Pórtico virtual:

PP=A*25kN/m3

A,zona de nervio= 1000*50 + 250*120=0.08m2

$A \cdot Y_c = 2 \text{ kN/m}^2$
 $A_{\text{zona ábaco}} = 1000 \cdot 250 = 0.25 \text{ m}^2$
 $A \cdot Y_c = 6.25 \text{ kN/m}^2$
 Se elegirá un $A_{\text{media}} = 70\% \cdot A_{\text{ábaco}} \cdot Y_c =$
 $PP_{\text{medio}} = 4.4 \text{ kN/m}^2$

• **Cálculo de esfuerzos.**

Suponiendo las cargas horizontales soportadas por las pantallas.

X	Lp=	3.00 m	y	Lp=	2.50 m
	Lx=	5.00 m		Ly=	6.00 m
PP	4.4	kNbanda/m	PP	4.4	kNbanda/m
CM	8.925	kNbanda/m	CM	7.445	kNbanda/m
SU	9	kNbanda/m	SU	7.5	kNbanda/m
Mo,PP	19.8	kNm	Mo,PP	19.8	kNm
Mo,CM	40.16	kNm	Mo,CM	33.5	kNm
Mo,SU	40.5	kNm	Mo,SU	33.75	kNm

Tabla 58. Propiedades y cargas de bandas en pórticos virtuales

Se procede a calcular los esfuerzos en el pórtico virtual, este es un método muy rápido y sencillo, que nos ayuda a obtener esfuerzos aproximados en la losa y nervios en cuestión de minutos, y nos permite tener una idea de que esfuerzos están solicitando nuestro forjado antes de entrar en ningún software. Es un método muy rápido por lo cual brillante para hacer números gordos.

El método, es válido solo para acciones verticales, suponiendo que las horizontales serán absorbidas por los muros y núcleo, aunque será necesario verificarlo con modelos más riguroso.

Este método cuenta con que la losa no tiene capacidad de transmitir todo su esfuerzo flector a la losa, debido a que el hormigón no es capaz de soportar los esfuerzos torsores que se requerirían para ello correctamente. Esto hace que los esfuerzos en vanos centrales extremos sean superiores, a costa de reducir los esfuerzos negativos en borde de losa.

Pórtico virtual A.2	A	C	E	E	G	I	I	K	M	M	O	Q
D.X. Pórtico interior	0	2.5	5	5	7.5	10	10	12.5	15	15	17.5	20
	30%	52%	70%	65%	35%	65%	65%	35%	65%	70%	52%	30%
M,PP	-5.94	10.3	-13.9	-12.9	6.93	-12.9	-12.9	6.93	-12.9	-13.9	10.3	-5.9
M,CM	-12	20.9	-28.1	-26.1	14.1	-26.1	-26.1	14.1	-26.1	-28.1	20.9	-12
M,SU	-12.2	21.1	-28.4	-26.3	14.2	-26.3	-26.3	14.2	-26.3	-28.4	21.1	-12
PP	-5.94	10.3	-13.9	-12.9	6.93	-12.9	-12.9	6.93	-12.9	-13.9	10.3	-5.9
ELS,K	-30.1	52.2	-70.3	-65.3	35.2	-65.3	-65.3	35.2	-65.3	-70.3	52.2	-30
ELS,Q	-25.3	43.8	-59	-54.8	29.5	-54.8	-54.8	29.5	-54.8	-59	43.8	-25
ELU	-42.5	73.7	-99.2	-92.1	49.6	-92.1	-92.1	49.6	-92.1	-99.2	73.7	-43

Tabla 59. Pórtico Virtual A.2

Esfuerzos repartidos a cada nervio según banda en la que se encuentre

ELU

Vano Ext

M,apoyo1	B.P	90%	-38.3
	B.C	20%	-8.5
M,cv	B.P	60%	44.21
	B.C	40%	29.47
M,apoyo 2	B.P	76%	-75.4
	B.C	24%	-23.8

Vano Int

M,apoyo1	B.P	76%	-75.4
	B.C	24%	-22.1
M,cv	B.P	60%	29.76
	B.C	40%	19.84
M,apoyo 2	B.P	76%	-70
	B.C	24%	-22.1

ELS,k
Vano Ext

M,apoyo1	B.P	90%	-27.1
	B.C	20%	-6.03
M,cv	B.P	60%	31.34
	B.C	40%	20.9
M,apoyo 2	B.P	76%	-53.4
	B.C	24%	-16.9

Vano Int

M,apoyo1	B.P	76%	-53.4
	B.C	24%	-16.9
M,cv	B.P	60%	21.1
	B.C	40%	14.06
M,apoyo 2	B.P	76%	-49.6
	B.C	24%	-15.7

Pórtico virtual A.1
D.Y. Pórtico interior

	1			2			3		
	A	C	E	E	G	I	I	K	M
	0	3	6	6	9	12	12	15	18
	30%	52%	70%	65%	35%	65%	70%	52%	30%
M,PP	-5.94	10.3	-13.9	-12.9	6.93	-12.9	-13.9	10.3	-5.94
M,CM	-10.1	17.4	-23.5	-21.8	11.7	-21.8	-23.5	17.4	-10.1
M,SU	-10.1	17.6	-23.6	-21.9	11.8	-21.9	-23.6	17.6	-10.1
ELS,K	-26.1	45.3	-60.9	-56.6	30.5	-56.6	-60.9	45.3	-26.1
ELS,Q	-22.1	38.2	-51.5	-47.8	25.7	-47.8	-51.5	38.2	-22.1
ELU	-36.8	63.7	-85.8	-79.7	42.9	-79.7	-85.8	63.7	-36.8

Tabla 60. Esfuerzos en pórtico virtual D.Y

Esfuerzos repartidos a cada nervio según banda en la que se encuentre
ELU

Vano Ext

M,apoyo1	B.P	90%	-33.1
	B.C	20%	-7.36
M,cv	B.P	60%	38.25
	B.C	40%	25.5
M,apoyo 2	B.P	76%	-65.2
	B.C	24%	-20.6

Vano Int

M,apoyo1	B.P	76%	-65.2
	B.C	24%	-19.1
M,cv	B.P	60%	25.74
	B.C	40%	17.16
M,apoyo 2	B.P	76%	-60.6
	B.C	24%	-19.1

ELS,k

Vano Ext

M,apoyo1	B.P	90%	-23.5
	B.C	20%	-5.22
M,cv	B.P	60%	27.16
	B.C	40%	18.11
M,apoyo 2	B.P	76%	-46.3
	B.C	24%	-14.6

Vano Int

M,apoyo1	B.P	76%	-46.3
	B.C	24%	-14.6
M,cv	B.P	60%	18.28
	B.C	40%	12.19
M,apoyo 2	B.P	76%	-43
	B.C	24%	-13.6

Comprobación frente esfuerzo normales,

Momentos últimos resistentes de la sección para mantenerse dentro del dominio 3.

$X_{lim}=0.617d$

En el ábaco

$$M_{ul, abaco} = 0.8U_o * x_{lim} \left(1 - \left(\frac{0.4x_{lim}}{d} \right) \right)$$

Abaco (M apoyo)

$U_o = 336000$ $B=800mm; d=210$
 0 mm
 $x_{lim} = 129.57$
 $M_{ul, \text{ábaco}} = 262.328$ kNm
 Por ml
 $M_{ul, \text{ábaco}} = 327.91$ kNm/m

En la sección de positivos (sección T)

Si $H_o < 0.8x_{lim}$, es posible que la capa de compresión no sea necesaria para equilibrar los momentos positivos requiriendo que la fibra neutra se adentre en el alma del nervio.

Aunque se cumple esta condición dimensionaremos suponiendo que el ancho de la sección es el ancho de la cabeza comprimida.

Nervio (M centro de vano)

U _{tc} =	800000	U _{tc} =f _{cd} *b*h _o
U _{ta} =	680000	U _{ta} =f _{cd} *(b-
h _o <0.8d	FN en alma de nervio	bo)h _o

$$M_{ul, nervio} < U_{tc} * (d - 0.5h_o)$$

M_d< 148 kNm

Por ml

M_{ul,centro vano} 185 kNm/m

El forjado de nervios 12x20cm cada 80cm con 5cm de capa de compresión es capaz de resistir los momentos de cálculo sin problemas.

5.1.3. Predimensionado a partir de deformaciones máximas. (MODELO B.2)

En este punto tan solo queremos verificar de forma rápida el predimensionado de la Losa a deformaciones por lo que utilizando el método simplificado y a partir de la flecha elástica obtenida del modelo de cálculo con inercia equivalente bruta se obtiene las siguientes flechas instantáneas para la combinación 4, ELS,q,su3 y ELS,q,SU en vanos positivos.

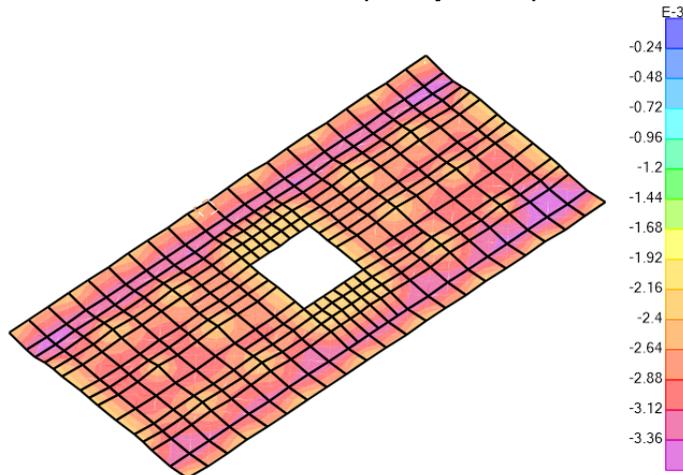


Imagen 39. Flechas bajo combinación ELS,q,su3, bajo carga en todos los vanos

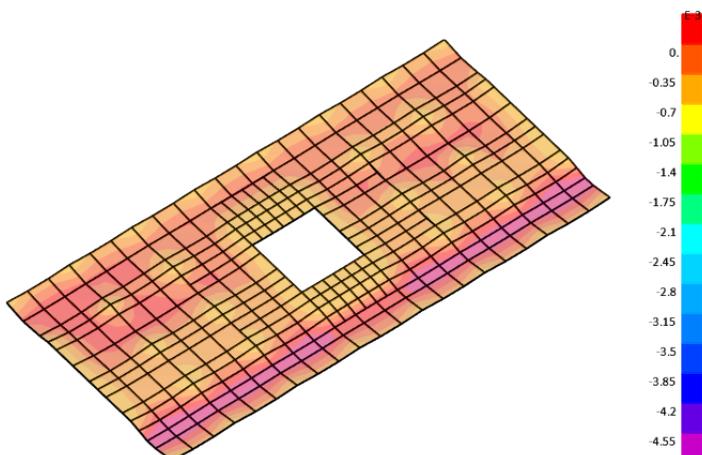


Imagen 40. Flechas bajo combinación ELS,q,su3, bajo carga en vanos pares

T(semanas)	0	1	2	4	8	12	16	24	48	52	104	260
ε	0	0.3	0.5	0.7	0.85	1	1.1	1.2	1.37	1.4	1.6	2

$$\rho' = \frac{As'}{bo*d} \quad \text{Ecuación 72}$$

$$\lambda = \frac{\epsilon}{1+50\rho'} \quad \text{Ecuación 73}$$

$$y, tot(t) = y, inst * \lambda \quad \text{Ecuación 74}$$

GEOMETRICA LOSA "T"			ARMADURA (COMP.)			FLECHAS		
B	800	[mm]	Nc	2	[]	y,inst=	4.5	[mm]
ho	50	[mm]	Øc	12	[mm]	t	260	[semanas]
bo	120	[mm]	As'	226.19	[mm ²]	ε	2	
H	250	[mm]	ρ'	8.98E-03	[]	λ	1.3805	
C	40	[mm]				y,(t)=	6.212	[mm]
d	210	[mm]						

Tabla 61. Flechas diferidas. Método simplificado EHE 08

Comprobación de aspecto visual. L/300. quasi-permanentes (Combinación n°4-ELS,q.SU3), Entre dos puntos cualesquiera. Entre pilar y centro de vano L=3m, por tanto flecha max=2*2500/300. flecha límite 16.60mm mayor que la flecha máx.

Se dá por finalizado el proceso de predimensionado del forjado y pilares, apto frente a los distintos criterios con un **H=20+5cm**.

5.2 Cálculo de esfuerzos (ELU Envolvente)

Los esfuerzos de cálculo se han calculado con los modelos explicados en el apartado de modelos de cálculo. Pueden verse los resultados en el ANEJO 5.

5.3. Disposición de armado y comprobación de ELU.

5.3.1 Armado de Losa de cimentación.

Losa de cimentación h=50cm.

Qadm=300Kpa

El Asiento admisible en la losa debe ser;

S,adm= 300kN/m / 12755 kN/m³

S,adm= -0.0235m.

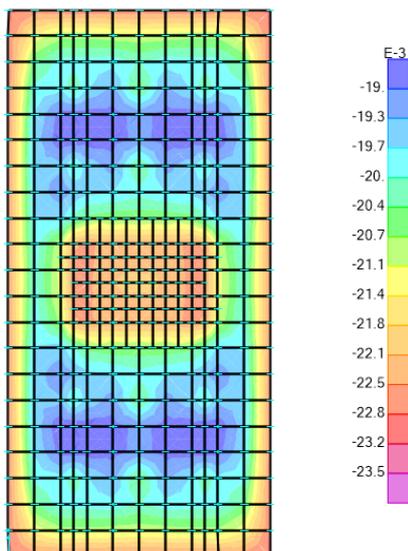


Imagen 41. Asientos (m) en losa de cimentación. ELS Envolvente

Para la cimentación se ha elegido una losa de cimentación maciza, por los mismos motivos que se han explicado en el edificio anterior. De la misma forma que se ha dimensionado la losa de cimentación en el apartado 4.1.4, se ha dimensionado esta cimentación. Debido a que es una edificación más ligera, las cargas que llegan a la cimentación son menores, no siendo necesaria una losa tan rígida como en el caso anterior, para conseguir distribuir los esfuerzos de forma óptima. Por tanto la losa en este caso cuenta con 50cm de canto. Un 37% menos que la cimentación anterior. Se pueden consultar los resultados del ELU, en el ANEJO 5.2

Se ha verificado que en ninguno de los estados de carga se produce despegue de la losa respecto del terreno.

RESUMEN DE ARMADO DE LOSA DE CIMENTACIÓN.

Arm. Longitudinal			
ZONA	Arm. Base	Arm. refuerzo	
Pilar	A #1Ø16 c/10cm	#1Ø16 c/10cm	Ambas caras
Centro vano int	B #1Ø16 c/10cm	---	
Perímetro	C #1Ø16 c/10cm	---	
Centro vano ext	D #1Ø16 c/10cm	#1Ø25 c/10cm	Cara superior
Núcleo	E #1Ø16 c/10cm	#1Ø16 c/20cm	Cara Inferior
M.Pantalla	F #1Ø16 c/10cm	#1Ø25 c/20cm	Cara inferior
Arm.esfuerzos tangenciales			
ZONA	Arm. Min	Arm. refuerzo	
Pilar	A 2Ø8 c/10cm	2cØ10 c/20cm	
Centro vano int	B 2Ø8 c/10cm	---	
Perímetro	C 2Ø8 c/10cm	---	
Centro vano ext	D 2Ø8 c/10cm	---	
Núcleo	E 2Ø8 c/10cm	2cØ12 c/9cm	
M.Pantalla	F 2Ø8 c/10cm	4cØ16 c/12cm	

Tabla 62. Resumen de armados en Losa de cimentación Edificio B

5.3.2. Armado de pilares.

- Los pilares se dividiran en 4 grupos;
- Sotanos (600x600mm)
 - Planta Baja a P.2ª(550x550mm)
 - Pilares 3º a P.9º (450x450mm)
 - Pilares 10º a cubierta (350x350mm)

PÓRTICO C.

- **ELU Inestabilidad.**

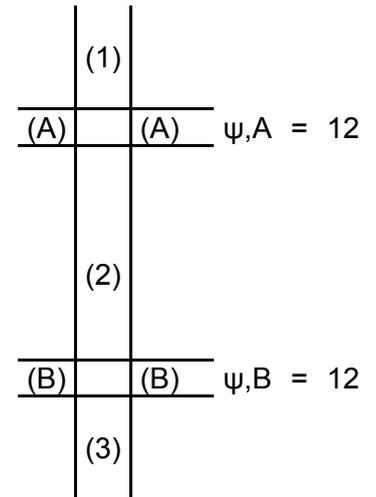
Comprobación de la relevancia de los efectos de segundo orden en la sección más desfavorable debido a que es la de mayor esbeltez de todas las plantas.

Se comprueba igual que se ha hecho en el modelo anterior, a partir de las ecuaciones de cálculo de longitud de pandeo de la EHE 08. Al ser estructura intraslacional se calculará a partir de la formulación para pandeo intraslacional.

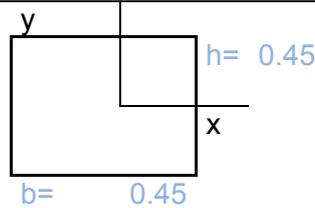
La vigas a que delimitan el pilar a estudiar son las del pórtico más largo,(dirección Y) L=6m.

Aunque estamos ante un forjado sin vigas, consideraremos el elemento de zunchado de borde como la viga que acomete el pilar. Tomando como canto el total de la losa y como ancho el ancho del zuncho 0.4cm.

(1)Pilar superior I,x= 0.003 m4 I,y= 0.003 m4 A= 0.20 m2 io,x= 0.13 m io,y= 0.13 m	E= 3E+07 kN/m2 L= 3.15 m	(A) Viga superior H= 0.25 m B= 0.4 m I= 0.0005 m4 E= 3E+07 kN/m2	L= 6 m
(2)Pilar a estudiar I,x= 0.003 m4 I,y= 0.003 m4 A= 0.20 m2 io,x= 0.13 m io,y= 0.13 m	E= 3E+07 kN/m2 L= 3.15 m	(B) Viga inferior H= 0.25 m B= 0.4 m I= 0.0005 m4 E= 3E+07 kN/m2	L= 6 m



(3)Pilar inferior I,x 0.003 m4 I,y 0.003 m4 A 0.20 m2 io,x 0.13 m io,y 0.13 m	E 3E+07 kN/m2 L 3.15 m
--	---------------------------



$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) pilar}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) viga}$$

Tabla 63. Longitud de Pandeo en pilar

$$\lambda, INF = 35 * \sqrt{\frac{c}{v} * \left[1 + \frac{0.24}{e2/h} + 3.4 * \left(\frac{e1}{e2} - 1\right)^2 \right]}$$

$$V = \frac{Nd}{Ac * fcd}$$

C	0.2	Armadura igual en las cuatro caras
V	0.59	Axil adimensional
e2	0.03m	Excentricidad con el Mmax
e1	0.01m	Excentricidad con el Mmin
$\lambda, INF =$	50.1	

$$\alpha = \frac{0.64 + 1.4(\psi A + \psi B) + 3 * \psi A \psi B}{1.28 + 2 * (\psi A + \psi B) + 3 * \psi A \psi B}$$

$\alpha, intras =$	0.9	
$Lo = L * \alpha, intras =$	3m	
$\lambda, x = Lo / ix =$	23 < λ, INF	Efecto de 2ºorden despreciable
$\lambda, y = Lo / iy =$	23 < λ, INF	Efecto de 2ºorden despreciable

Se pueden despreciar los efectos de segundo orden.

- **ELU frente solicitaciones normales.**

Dimensionado a flexocompresión.

Se van a dimensionar las secciones más desfavorables del pórtico C, como secciones de referencia a partir de las cuales se dimensionaran el resto de soportes del edificio. A modo de ejemplo se calculará el tramo de sección 60x60 en la planta -2º. El resto de secciones pueden encontrarse calculadas en el ANEJO 5.2.2. Aunque es una gran simplificación, el objetivo del documento no es optimizar las cuantías de armado en pilares, y dado que las dimensiones del soporte no variarían demasiado, se admite como aceptable simplificar todos los casos de pilarea a los del caso del pilar interior del pórtico C.

Pórtico C. Tramo 60x60

2º_Propiedades de la Sección Geométricas			Mecánicas		
h	600	mm	N		kN
b	600	mm	Uo=	6720000	6720
C	40	mm	Us1=	1478400	1478.4
d	560	mm	Us2=	1478400	1478.4
d'	40	mm	As1=	3400.32	mm2
d'/h	0.067		As2=	3400.32	mm2
3º_Esfuerzos			rotura Frágil		
Nd	4587	kN	V	0.637083333	
Md	137.6	kNm	μ	0.031851852	
Md'	31	kNm	M,min	137.61	kNm
4º_Efectos de segundo Orden (inestabilidad)					
λ,x	18.01	λ,y	18.01	λ,INF	54.91
Efecto de 2ºorden despreciable					
5º_Armadura mínima					
Us,tot>	626.1	kN	As,min	1440	mm2
Us,tot>	458.7	kN	As,min	1055.01	mm2
Us,tot<	6000	kN	As,min	13800	mm2
6º Dimensionado de armadura					
As,tot=	3770	mm2	Us,tot=	1639.09	kN
Armadura Esquina			4	Ø20	
Armadura caras			8	Ø20	
ω=	0.228				
7º Armadura Cortante					
As,cort,real=	0.754	mm2	Ust,tot=	30.159	kN/m
Armadura de cortante			3c	Ø8	c/20cm

Tabla 64. Dimensionado de Pilar tramo 60x60

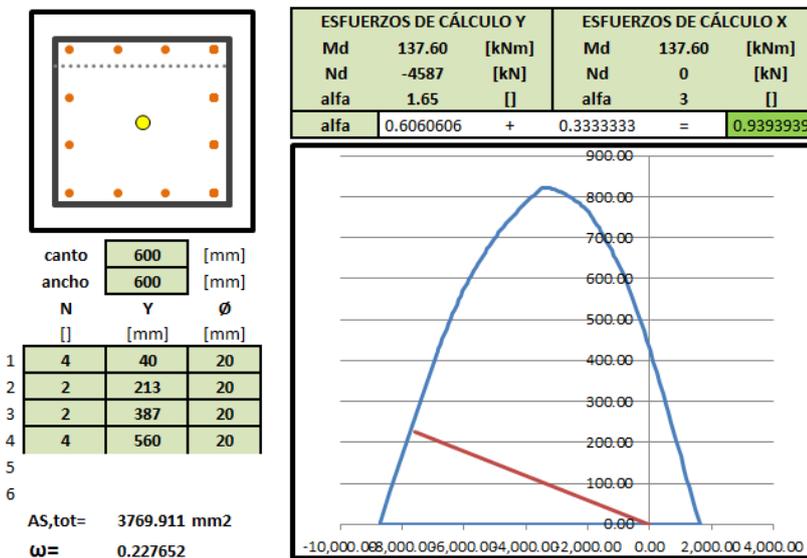


Imagen 42. Armado de pilar 60x60

RESUMEN ARMADO DE PILARES

A modo de simplificación vamos a armar todos los pilares con los esfuerzos más desfavorables. Estando sobre dimensionando toda la estructura, ya que el objetivo de este estudio no es el de optimizar la estructura al máximo, sino comparar resultados más genericos entre casos diferentes de forjado.

		Cuadro de armado de pilares		
Planta	dimensiones	Arm. Base	Arm. Cara	Arm. Cortante
Planta 12°	350x350	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 11°	350x350	4Ø20	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 10°	350x350	4Ø20	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 9°	450x450	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 8°	450x450	4Ø16	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 7°	450x450	4Ø20	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 6°	450x450	4Ø20	4Ø16	c3Ø8 c/20cm
Planta 5°	450x450	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 4°	450x450	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 3°	450x450	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 2°	550x550	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta 1°	550x550	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta Baja	550x550	4Ø20	4Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta -1	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm
Planta -2	600x600	4Ø20	8Ø20	c3Ø8 c/20cm

Tabla 65. Resumen de armado en pilares

5.3.3. Armado de Muros.

Muro Núcleo y Muro Pantalla

Materiales			Geometría		
Fck	30	N/mm ²	Espesor muro	30	cm
Gc	1.50				
Fcd	20.00	N/mm ²	Recubrimiento Neto	4.0	cm
Fyk	500	N/mm ²			
Gc	1.15		Armadura exterior	vertica	
Fyd (tracciones)	434.78	N/mm ²	Recubrimiento horizontal	armadura 5.50	cm
Fyd (compresiones)	400.00	N/mm ²	Recubrimiento vertical	armadura 4.50	cm
Esfuerzos					
F11	-150	kN			
F22	-2000	kN			
ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal			Armadura vertical		
Diámetro de base horizontal	10	mm	Diámetro de base vertical	10	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm	Distancia vertical entre barras	20	cm
Máx. Compresión hormigón	5100	kN/m.a.	Máxi.compresión hormigón	5100	kN/m.a.
Máx.compresión acero	314.1	kN/m.a.	Máx. compresión acero	314.1 6	kN/m.a.
Máxima compresión	-5414	kN/m.a	Máxima compresión	-5414	kN/m.a
Máxima tracción	341.4	kN/m.a	Máxima tracción	341.4	kN/m.a
Cuantía flexión transversal	170	kN /m.a	Cuantía flexión transversal	170	kN /m.a
Momento último flexión transversal	38.60	kNm/m	Momento último flexión transversal	40.25	kNm/m
Épsilon	1.922 531		Épsilon	1.903 508	
Cuantía geométrica	0.001 671		Cuantía geométrica	0.001 603	
Cortante último	92.79	kN/m.a	Cortante último	94.46	kN/m.a

Tabla 66. Armado muro Núcleo

Muro Sótano

Materiales			Geometría		
Fck	30	N/mm ²	Espesor muro	40	cm
Gc	1.50				
Fcd	20.00	N/mm ²	Recubrimiento Neto	4.0	cm
Fyk	500	N/mm ²			
Gc	1.15		Armadura exterior	vertical	
Fyd (tracciones)	434.78	N/mm ²	Recubrimiento horizontal	armadura 5.50	cm
Fyd (compresiones)	400.00	N/mm ²	Recubrimiento vertical	armadura 4.50	cm
Esfuerzos					
F11	-150	kN			
F22	-3500	kN			
ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal			Armadura vertical		
Diámetro de base horizontal	10	mm	Diámetro de base vertical	10	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm	Distancia vertical entre barras	20	cm
Máx compresión hormigón	7650	kN/m.a	Máx compresión hormigón	7650	kN/m.a
Máx. compresión acero	314.16	kN/m.a.	Máx. compresión acero	314.16	kN/m.a.
Máxima compresión	-7964	kN/m.a	Máxima compresión	-7964	kN/m.a
Máxima tracción	341	kN/m.a	Máxima tracción	341	kN/m.a
Cuantía flexión transversal	170.74	kN / m	Cuantía flexión transversal	170.74	kN / m
Momento último	62.94	kNm/m	Momento último	64.54	kNm/m
Épsilon	1.72075		Épsilon	1.71156	
	0			8	
Cuantía geométrica	0.00102		Cuantía geométrica	0.00099	
	0			4	
Cortante último	115.42	kN/m	Cortante último	116.78	kN/m

Tabla 67. Armado muro Sótano

5.3.4. Dimensionado de Forjado Tipo Aligerado frente ELU.

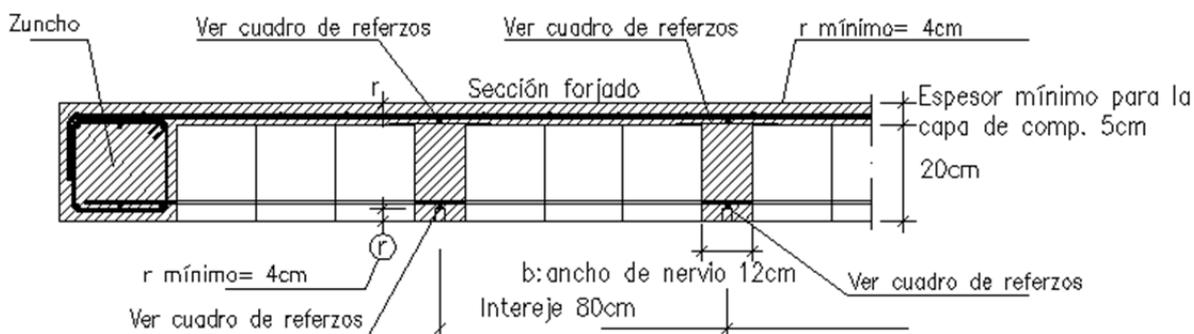


Imagen 43. Sección forjado tipo

A partir de los esfuerzos flectores calculados para nervios y ábacos mediante el método de pórticos virtuales, se dimensionarán los armados de forma que se satisfagan todas las comprobaciones a ELU, en las dos direcciones principales del forjado.

PLANTA TIPO

1.A Sección Aligerada			1.B Sección Macizado (ábaco)		
Fck	30	N/mm ²	Fck	30	N/mm ²
Gc	1.5		Gc	1.5	
Fcd	20	N/mm ²	Fcd	20	N/mm ²
Fyk	500	N/mm ²	Fyk	500	N/mm ²
Gy	1.15		Gy	1.15	
Fyd	434.78	N/mm ²	Fyd	434.78	N/mm ²
Canto Total	25	cm	L,1	6	m
Descuelgue de Nervio	20	cm	L,2	5	m
Espesor Capa Compresión	5	cm	Canto Losa Maciza	25	cm
Intereje Nervio	80	cm	Recubrimiento Neto	4	cm
Ancho Medio Nervio	12	cm	Us,min,geo	97.8	kN/m.a
Recubrimiento Neto	4	cm	Us,min,mec	200	kN/m.a
Us mínima geométrica	39.13	kN	Vsu,min,cortante	72.99	kN/m.a
Us mínima mecánica	24	kN			

Tabla 68. Propiedades de las secciones de forjado tipo

Se dividen la planta en dos bandas, una en dirección X y otra en Y, y cada una de ellas a su vez estará dividida en vano exterior y vano interior. Dentro de cada vano podremos encontrar sección tipo ábaco o sección de nervios. A modo de ejemplo se dimensionará la banda soporte dirección X. El resto de secciones pueden verse en el ANEJO 5.2.

1-BANDA SOPORTE dirección X

Banda soporte	39	78	78	73	73	78	78	39
		42.1	31		31		42.1	

Tabla 69. Momentos X (kNm/nervio). Método Directo dirección X. L=5m

Se procede a dimensionar sección a sección de extremo izquierdo a extremo derecho del pórtico.

- 1.B.1 Sección ábaco Exterior**

RESISTENCIA ELU (Ábaco=zona de macizado)

- Armado Base a Flexión**

Armadura de Base

Diámetro de base	12	mm	
Distancia entre barras de base < 0.75d	20	cm	DOMINIO 2
Usd base	245.86	kN / m.a.	PROF. FN. [mm]
Canto útil	204.00	mm	26.35

M_{ult base} **47.94** **kNm/m.a.**

Cortante resistido sin armadura específica (solo base)

Épsilon	1.990148	
Cuantía geométrica	0.005544	Arm.2 caras
Vu1 (base)(compresión oblicua alma)	1,224.00	kN/m.a.
Vcu (base)(contribución del Hor)	124.36	kN/m.a.

- Armadura mínima de Cortante**

Diámetro de base	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de base	10	cm
Área base de cortante	1005.3	mm ² /m.a
Vsu,base,cortante	73.83	kN

- Punzonamiento en soporte borde**

Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
Situación del soporte	Borde	
β	1.4	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,350.00	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	2,631.77	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	536,881.04	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	1.01	m ²
Área total (A.tot)	30	m ²
Peso Propio	6.25	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²
Sobrecarga de Uso	3.00	kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos	1	
Fsd,ef=	712.1	kN
Punzonamiento Sd	1.3	N/mm²

Tabla 70. Armado base y Tensión de punzonamiento en ábaco

- Comprobaciones a punzonamiento**

1-Bielas de punzonamiento en hormigón

 12 N/mm²
 $f_{c1} = 0.6 * f_{1cd}$

Verifica

2-Tensiones Tangenciales
 $L+3d = 1062$ mm

 $L+6d = 1674$ mm

Área de influencia

 1777788 mm²

	base	refuerzo	área
Cara sup			
L+3d	5Ø 12	0Ø 12	565.49 mm ²
L+6d	8Ø 12	0Ø 12	904.78 mm ²
Cara inf			
L+3d	5Ø 12	0Ø 12	565.49 mm ²
L+6d	8Ø 12	0Ø 12	904.78 mm ²

 $\rho_x = 0.00064$
 $\rho_y = 0.00102$
 $\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)} = 0.00080$
Punzonamiento máximo Rd sin arm.
0.43
N/mm²
**Necesita
Punzonamiento**
Armadura de
Punzonamiento máximo Rd ned
4.39
mm²/m
 $S1 < 0.5d =$

102

mm

 $S2 < 0.75d =$

153

mm

 $s2$

100

mm

 $Asw >$

439.2

mm²/m
m

Número de barras, total

10

 $Asw, barra$

43.9

 mm²
 1Ø

8

c10cm

 $As, w real tot$

502.65

mm²/m
m

Verifica

3-Perimetro crítico
 $\min(1.5d ; 0.5 L.p)$

225 mm

Distancia a borde

100 mm

un,ef, Lado 1		1560 mm		
un,ef, Lado 2		1960 mm		
un,ef		4880 mm		
Cara sup	base	refuerzo	ref. punz.	área
(armado en lado 1)	8Ø 12	0Ø 12	4Ø 16	1709. mm2
	10Ø 12	0Ø 12	4Ø 16	1935. mm2
Cara sup	base	refuerzo	ref. punz.	área
(armado en lado 2)	8Ø 12	0Ø 12	4Ø 16	1709. mm2
	8Ø 12	0Ø 12	4Ø 16	1709. mm2

$$\rho_x = 0.0034$$

$$\rho_y = 0.0036$$

$$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)} = 0.0035$$

con $\beta = 1$; $F_{sd,ef} = 508.613 < F_{sd,ef} = 522.8$

$$F_{sd,ef} / u_o * d < 0.5 * f_{1cd}$$

$$0.002 < 6.000$$

Arm. Base (ambas caras)		
#12Ø	c20cm	565mm2/mm
Arm. Refuerzo Inferior Punzonamiento		
4Ø	16	804mm2/mm
Arm. Refuerzo Superior Punzonamiento		
4Ø	16	804mm2/mm
Arm. Cortante		
c8Ø	c10cm	

Tabla 71. Resumen de armados en Ábaco de vano exterior. banda soporte D.X

• **1.A.1. Sección Nervios Centro de Vano exterior.**

RESISTENCIA ELU (ZONAS ALIGERADAS = CENTROS DE VANO)

• **Armado base a Flexión**

Armadura de Base de positivos (por nervio)			
Diámetro de base	20	mm	
Número de barras	2		
Distancia libre entre barras (≥ 25)	25	mm	
Usd base	273.18	kN	
Canto útil	200.00	mm	TIPO DE NERVIO
M ult base / nervio (Nervio en "T")	51.58	kNm/nervio	EN T
Dominio (Nervio en "T")	2		
Profundidad FN (Nervio en "T")	31.38	mm	
M ult base / nervio	35.77	kNm/nervio	DOMINIO 2
Dominio (Nervio rectangular)	4		PROF. FN. [mm]
Profundidad FN (Nervio rectangular)	134.23	mm	31.38

M ult base 64.47 kNm/m.a.

Cortante resistido sin armadura específica (base) en zona positivos

Épsilon	2.000000	
Cuantía geométrica (positivos) / nervio	0.020000	
Vcu=Vu2(base)	44.62	kN/m.a.

• **Armadura de cortante mínima**

As,min=	115.86	mm2/ma
Vs,min,cort	8.34	kN/ma
Diámetro de Refuerzo	6	mm
nº ramas	2	

Distancia entre barras de Refuerzo	12	cm
Área refuerzo de cortante	471.2	mm ² /m.a
V _{su,refuerzo,real}	33.93	kN/m.a.
V _{cu} (base)	37.18	kN/m.a.
V _{u2} =	71.11	kN/m.a.

Tabla 72. Armado a Flexión y cortante. Sección Aligerada centro de vano exterior

Armado superior base 2Ø12

- 1.B.2.Ábaco interior**

RESISTENCIA ELU (Ábaco=zona de macizado)

- Armado Base a Flexión**

Armadura de Base			
Diámetro de base	12	mm	
Distancia entre barras de base<0.75d	20	cm	DOMINIO 2
Usd base	245.86	kN / m.a.	PROF. FN. [mm]
Canto útil	204.00	mm	26.35

M_{ult base} 47.94 kNm/m.a.

Cortante resistido sin armadura específica (solo base)

Épsilon	1.990148	
Cuantía geométrica	0.005544	Arm.2 caras
V _{u1} (base)(compresión oblicua alma)	1,224.00	kN/m.a.
V _{cu} (base)(contribución del Hor)	124.36	kN/m.a.

- Armadura mínima de Cortante**

Diámetro de base	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de base	10	cm
Área base de cortante	1005.3	mm ² /m.a

V_{su,base,cortante} 73.83 kN

- Armadura de Refuerzo Superior**

Diámetro de refuerzo	12	mm	
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm	
Usd refuerzo	245.86	kN / m.a.	DOMINIO 2
Usd base + refuerzo	491.73	kN / m.a.	PROF. FN. [mm]
Canto Útil Combinado	204.00	mm	39.90
As	1127.8	mm ² /mm	
M _{,rd}	92.00	kN/m.a.	

M_{ult base + refuerzo} 92.80 kNm/m.a.

Cortante resistido (base más refuerzo) V13

Épsilon	1.990148	
Cuantía geométrica	0.008316	
V _{u1} (base + refuerzo)	1,224.00	kN/m.a.
V _{cu} (base + refuerzo)	118.63	kN/m.a.
V _{,rd}	200.00	kN/m.a.
V _{su} Necesaria tot	81.37	kN/m.a.
V _{su} refuerzo nec=V _{su,tot} -V _{su,min}	7.54	kN/m.a.
Diámetro de Refuerzo	8	mm
nº ramas	2	
Distancia entre barras de Refuerzo	12	cm
Área refuerzo de cortante	837.8	mm ² /m.a

V_{su,refuerzo,real} 61.52 kN/m.a.

• Punzonamiento en Soporte Interior

Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
Situación del soporte	Interior	
β	1.15	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,800.00	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	4,363.54	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	890,162.08	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	1.46	m ²
Área total (A.tot)	30	m ²
Peso Propio	6.25	kN/m ²
Carga Muerta	2.98	kN/m ²
Sobrecarga de Uso	3.00	kN/m ²
Factor reducción por huecos próximos	1	
Fsd,ef=	584.9	kN
Punzonamiento Sd	0.7	N/mm²

 12N/mm²
1-Bielas de punzonamiento en hormigón

$$f_{c1} = 0.6 * f_{1cd}$$

2-Tensiones Tangenciales

	L+3d	1062	mm			
	L+6d	1674	mm			
Área de influencia	2802276	mm ²				
Cara sup	base		refuerzo	área		
L+6d	8Ø	12	8Ø	12	1809.56	mm ²
L+6d	8Ø	12	8Ø	12	1809.56	mm ²
Cara inf	base		refuerzo	área		
L+6d	8Ø	12	0Ø	12	904.78	mm ²
L+6d	8Ø	12	0Ø	12	904.78	mm ²

$$\rho_x = 0.00097$$

$$\rho_y = 0.00097$$

$$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)} = 0.00097$$

Punzonamiento máximo Rd sin arm. 0.43 < 0.7 N/mm²
Necesita Armadura de Punzonamiento

Punzonamiento máximo Rd ned	2.42	mm ² /mm
S1<0.5d=	102	mm
S2<0.75d=	153	mm
s2	100	mm
Asw>	241.5	mm ² /mm
Número de barras, total	7	
Asw,barra	34.5	mm ²
1Ø	8	c10cm
As,w real tot	502.65	mm ² /mm

Verifica

Tabla 73. Comprobación ELU, armado ábaco interior

3-Perimetro crítico

min(1.5d ; 0.5 L.p)	225	mm		
Distancia a borde	100	mm		
un,ef, Lado 1	2170	mm		
un,ef, Lado 2	2170	mm		
un,ef	4340	mm		
Cara sup (armado en lado 1)	base	refuerzo	ref. punz.	área
	11Ø 12	8Ø 12	4Ø 12	2601.2 mm ²

	11Ø 12	8Ø 12	4Ø 12	2601.2 mm ²
Cara sup (armado en lado 2)	base	Refuerzo	ref. punz.	área
	11Ø 12	0Ø 12	4Ø 12	1696.5 mm ²
	11Ø 12	0Ø 12	4Ø 12	1696.5 mm ²

$\rho_x =$	0.0048
$\rho_y =$	0.0048
$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)}$	0.0048
con $\beta = 1$;	$F_{s,d,ef} =$
	508.613 < 516.3
	$F_{s,d,ef} / u_o \cdot d < 0.5 \cdot f_{1cd}$
	0.001 < 6

Verifica a Punzonamiento

- 1.A.Sección Nervios . Centro de Vano interior**

RESISTENCIA ELU (zonas aligeradas = centros de vano)

- Armado base a flexión y cortante.**

Armadura de Base de positivos (por nervio)			
Diámetro de base	12	mm	
Número de barras	2		
Distancia libre entre barras (≥ 25)	25	mm	
Usd base	98.35	kN	
Canto útil	204.00	mm	TIPO DE NERVIO
M ult base / nervio (Nervio en "T")	19.29	kNm/nervio	EN T
Dominio (Nervio en "T")	2		
Profundidad FN (Nervio en "T")	19.56	mm	
M ult base / nervio	17.62	kNm/nervio	DOMINIO 2
Dominio (Nervio rectangular)	3		PROF. FN. [mm]
Profundidad FN (Nervio rectangular)	57.88	mm	19.56
M ult base	24.12	kNm/m.a.	
Cortante resistido sin armadura específica (base) en zona positivos			
Épsilon	1.990148		
Cuantía geométrica (positivos) / nervio	0.009240		
$V_{cu} = V_{u2}(\text{base})$	30.78	kN/m.a.	
• Armadura de cortante mínima			
$A_{s,min} =$	115.86	mm ² /m.a	
$V_{s,min,cort}$	8.51	kN/ma	
Diámetro de Refuerzo	6	mm	
nº ramas	2		
Distancia entre barras de Refuerzo	12	cm	
Área refuerzo de cortante	471.2	mm ² /m.a	
$V_{su,refuerzo,real}$	34.61	kN/m.a.	
$V_{cu}(\text{base})$	25.65	kN/m.a.	
$V_{u2} =$	60.26	kN/m.a.	

Tabla 74. Armado Zona aligerada centro de vano interior

- Refuerzo inferior**

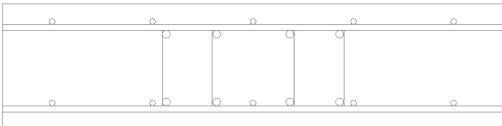
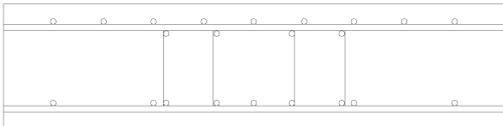
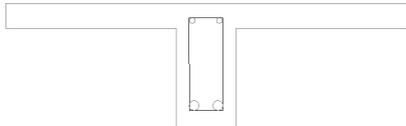
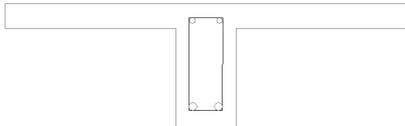
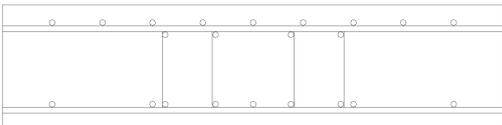
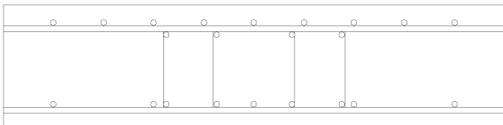
Armadura de Refuerzo de positivos (por nervio)			
Diámetro de base	16	mm	
Número de barras	1		
Distancia libre entre barras (≥ 25)	25	mm	
Usd refuerzo	87.42	kN	

Usd base + refuerzo	185.76	kN	
Canto útil combinado	170.00	mm	
M ult base / nervio (Nervio en "T")	30.07	kNm/nervio	TIPO DE NERVIO EN T
Dominio (Nervio en "T")	2		
Profundidad FN (Nervio en "T")	23.47	mm	
M ult base / nervio	22.87	kNm/nervio	DOMINIO
Dominio (Nervio rectangular)	4		2
Profundidad FN (Nervio rectangular)	94.62	mm	PROF. FN. [mm]
M ult base + refuerzo	37.59	kNm/m.a.	23.47

Tabla 75. Refuerzo positivos. Zona aligerada vano central interior.

Armado superior base 2Ø12

A modo de resumen, se muestra un cuadro con las secciones dimensionadas en la banda soporte dirección X. Como ya se ha comentado, el resto de bandas del pórtico virtual se encuentran dimensionadas en el ANEJO 5.2.3.

DIRECCIÓN X	
BANDA SOPORTE	
VANO EXTERIOR	VANO INTERIOR
SECCIÓN MOMENTOS NEGATIVOS (ZONA DE ÁBACO EXTERIOR)	SECCIÓN MOMENTOS NEGATIVOS (ZONA DE ÁBACO)
ARMADO BASE SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO SUPERIOR ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO SUPERIOR 4Ø16 	ARMADO BASE SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO SUPERIOR 4Ø12 
ARMADO BASE INFERIOR = #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO INFERIOR = ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO INFERIOR 4Ø16	ARMADO BASE INFERIOR = #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO INFERIOR = ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO INFERIOR 4Ø12
SECCIÓN MOMENTOS POSITIVOS (ZONA CENTRO DE VANO)	SECCIÓN MOMENTOS POSITIVOS (ZONA CENTRO DE VANO)
ARMADO BASE SUPERIOR 2Ø12 ARMADO REFUERZO SUPERIOR 	ARMADO BASE SUPERIOR 2Ø12 ARMADO REFUERZO SUPERIOR 
ARMADO BASE INFERIOR 2Ø20 ARMADO REFUERZO INFERIOR	ARMADO BASE INFERIOR 2Ø16 ARMADO REFUERZO INFERIOR
SECCIÓN MOMENTOS NEGATIVOS (ZONA DE ÁBACO INTERIOR)	SECCIÓN MOMENTOS NEGATIVOS (ZONA DE ÁBACO)
ARMADO BASE SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO SUPERIOR 4Ø12 	ARMADO BASE SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO SUPERIOR #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO SUPERIOR 4Ø12 
ARMADO BASE INFERIOR = #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO INFERIOR = ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO INFERIOR 4Ø12	ARMADO BASE INFERIOR = #1Ø12 C/20cm ARMADO REFUERZO INFERIOR = ARMADO REFUERZO PUNZONAMIENTO INFERIOR 4Ø12

5.4 Comprobación ELS (modelo B.3)

5.4.1 Control de fisuración en Losa

Cálculo de la inercia fisurada.

Sección de negativos (zona de ábacos. Sección Rectangular maciza h=25cm)

Fibra neutra elástica

$$X_{prof} = n \cdot d \cdot \rho \cdot (1 + \rho' / \rho) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot (1 + \frac{\rho'}{\rho}) \cdot (\frac{c}{d})}{n \cdot \rho \cdot 1 + \rho' / \rho}} \right] \quad \text{Ecuación 75}$$

$$I_{fis} = n \cdot A_s \cdot (d-x)(d-x/3) + n \cdot A_s' \cdot (x-c)(x/3 - c) \quad \text{Ecuación 76}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{M_{fis}}{M} \right)^3 \cdot I_{bruta} + \left(1 - \left(\frac{M_{fis}}{M} \right)^3 \right) \cdot I_{fis} \quad \text{Ecuación 77}$$

ÁBACO			EXTREMO MAS SOLICITADO		
b	1000	[mm]	ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
h	250	[mm]	Base	12Øc/10cm	[]
C	40	[mm]	Refuerzo	4Ø12	[mm]
L	6000	[mm]	Área	1,582.00	[mm ²]
flim1	500	[L/]	rho	7.53E-03	[]
SECCIÓN RECTANGULAR					
W bruto (H)	10,416,667	[mm ³]	ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
I bruta (H)	1,302,083,333	[mm ⁴]	Base	12Øc/20cm	[]
A bruta (D)	210,000	[mm ²]	Refuerzo	4Ø12	[mm]
d	210	[mm]	Área	1,017.00	[mm ²]
Mfis-	37.21	[kNm]/m	rho	4.84E-03	[]
			Ma (ELS,U=G+Q)	53	[kNm]
			Xprof	56.31	[mm]
			Ifis	3.23E+08	[mm ⁴]
			Ieq	6.62E+08	[mm ⁴]

Tabla 76. Propiedades de la sección maciza M,fis e inercia fisurada

Sección de Positivos (centro de vano, sección en "T")

$$\delta = \frac{h_o}{d} \quad \text{Ecuación 78}$$

$$\xi = \delta \left(\frac{b}{b_o} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 79}$$

$$\rho_1 = A_s / b d \quad \text{Ecuación 80}$$

$$\rho_2 = A_s' / b d \quad \text{Ecuación 81}$$

$$\beta = \xi + \frac{n(\rho_1 + \rho_2)b}{b_o} + \xi * \delta \quad \text{Ecuación 82}$$

$$\alpha = 2n * \left(\rho_1 + \rho_2 * \frac{d'}{d} \right) * \frac{b}{b_o} + \xi * \delta \quad \text{Ecuación 83}$$

$$\text{Si : } \rho_1 * n < 0.5 * \frac{(\delta^2 + 2n\rho_2(\delta - \frac{d'}{d}))}{1 - \delta} \quad \text{Ecuación 84}$$

Cabeza comprimida en la capa de compresión. Fibra neutra como sección rectangular.

$$\text{Sí; } \rho_1 * n > 0.5 * \frac{(\delta^2 + 2n\rho_2(\delta - \frac{d'}{d}))}{1 - \delta} \quad \text{Ecuación 85}$$

Bloque de compresión ocupando parte del nervio.

$$\frac{x}{d} = \beta \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\alpha}{\beta^2}} \right) \quad \text{Ecuación 86}$$

$$I, fis = I_c + nAs(d - x)^2 + nAs'(x - d')^2 \quad \text{Ecuación 87}$$

$$I, c = bho \left(\frac{ho^2}{12} + \left(x - \frac{ho}{2} \right)^2 \right) + bo(X - ho)^3 / 3 \quad \text{Ecuación 88}$$

$\delta =$	0.23809524	$np1 =$	2.15E-02	0.03779081
$\xi =$	1.34920635		<	
$p1$	3.07E-03			
$p2$	1.35E-03	$Xfis$	40.15	
$\beta =$	1.56E+00	$Ic =$	1.64E+07	
$\alpha =$	0.63120789	$I, fis =$	1.21E+08	

NERVIO			EXTREMO MAS SOLICITADO		
bo	120	[mm]	ARMADURA SUPERIOR (COMP.)		
ho	50	[mm]	Base	2Ø12	□
Intereje	800	[mm]	Refuerzo		[mm]
L	6000	[mm]	Área	226.00	[mm ²]
$flim1$	500	[L/]	ρ	1.35E-03	□
SECCIÓN "T"			ARMADURA INFERIOR (TRACC.)		
W bruto (H)	1811695.9	[mm ³]	Base	2Ø20	□
I bruta (H)	322708333.3	[mm ⁴]	Refuerzo	1Ø20	[mm]
A bruta (D)	64000.0	[mm ²]	Área	515.00	[mm ²]
d	210.0	[mm]	ρ	3.07E-03	□
$Mfis+$	6.5	[kNm]/nervio	M_a (ELS,U=G+Q)	39	[kNm]
$Mfis-$	16.0	[kNm]/nervio	Xprof	39.26	[mm]
			I_{fis}	1.21E+08	[mm ⁴]
			I_{eq}	1.22E+08	[mm ⁴]
Bloque comprimido en Capa de Compresión					

Tabla 77. Propiedades de sección aligerada. M, fis e inercia Fisurada

Se verificará la fisuración en los 3 puntos más solicitados de cada tipo de sección.

$$Wk < W, max \quad \text{Ecuación 89}$$

$$W, max = 0.3mm \quad \text{Ecuación 90}$$

$$Wk = \varepsilon_{sm} * \beta * sm \quad \text{Ecuación 91}$$

Dónde :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[1 - k2 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Ecuación 92}$$

$$\sigma_c = \frac{M, qp}{I, fis} * x, fis \quad \text{Ecuación 93}$$

$$\sigma_s = n * \sigma_c * \frac{d - x, fis}{x, fis} \quad \text{Ecuación 94}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M, fis}{I, b} * (d - x) \quad \text{Ecuación 95}$$

• Secciones más desfavorables en Banda Soporte dirección x e y.

EXTREMO MAS SOLICITADO			CENTRO DE VANO			EXTREMO MENOS SOLICITADO		
Sección Maciza			Sección "T"			Sección Maciza		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)			ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Arm base	10	Ø12	Arm base	2	Ø12	Arm base	10	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	0	Ø12	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,583.36	mm ²	Área	226.19	mm ²	Área	1,583.36	mm ²
rho	7.54E-03		rho	1.35E-03		rho	7.54E-03	
ARMADURA INFERIOR (COMP.)			ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Arm base	5	Ø12	Arm base	2	Ø20	Arm base	5	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	1	Ø16	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,017.88	mm ²	Área	829.38	mm ²	Área	1,017.88	mm ²
rho	4.85E-03		rho	4.9E-03		rho	4.85E-03	
Ma (ELS,U=G +Q)	27.0	kNm	Ma (ELS,U=G+Q)	31.0	kNm	Ma (ELS,U=G +Q)	53.0	kNm
Xprof	56.33	mm	Xprof	48.13	mm	Xprof	56.33	mm
lfis	3.23E+08	mm ⁴	lfis	1.8E+08	mm ⁴	lfis	3.23E+08	mm ⁴
leq	1.30E+09	mm ⁴	leq	1.8E+08	mm ⁴	leq	6.62E+08	mm ⁴
			Bloque comprimido en Capa de Compresión			leq,global bruta / leq,global fisurada		
fELS G0	2.12	mm	factor f dif G0	1.30	[]	factor fis 0	1.08	[]
fELS G1	0.95	mm	factor f dif G1	1.15	[]	factor fis 1	1.09	[]
fELS G2	0.48	mm	factor f dif G2	1.15	[]	factor fis 2	1.11	[]
fELS Q	1.45	mm	factor f dif Q	0.00	[]	factor fis Q	1.39	[]

FISURACIÓN EHE

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[1 - k_2 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

EXTREMO MAS SOLICITADO			CENTRO DE VANO			EXTREMO MENOS SOLICITADO		
σ_{c+}	4.706	N/mm ²	σ_{c+}	8.202	N/mm ²	σ_{c+}	9.238	N/mm ²
σ_{s-}	89.8	N/mm ²	σ_{s+}	193	N/mm ²	σ_{s-}	176.3	N/mm ²
σ_s/E_s	0.000		σ_s/E_s	0.001		σ_s/E_s	0.001	
σ_{sr}	2.43		σ_{sr}	2.77		σ_{sr}	2.43	
K	0.500	larga duración	K	0.5	larga duración	K	0.500	larga duración
ε_{sm-}	0.0004		ε_{sm+}	0.001		ε_{sm-}	0.0009	
			$S_m = 2c * 0.2s + 0.4k_2 * \frac{\sigma}{\rho_{r,eficaz}}$					
k _{2, flexión}	0.125							
As	1583.3	[mm ²]	As	829.3	[mm ²]	As	1583.36	[mm ²]

$\varnothing, \text{max} =$	62697		$\varnothing, \text{max} =$	8		$\varnothing, \text{max} =$	2697	
	12	[mm]		20	[mm]		12	[mm]
$A_{c,ef} =$	11250	[mm ²]	$A_{c,ef} =$	15000	[mm ²]	$A_{c,ef} =$	11250	[mm ²]
$p_{r,ef} = A_{c,ef} / A_s$								
$p_{r,ef}$	0.140743		$p_{r,ef}$	0.055		$p_{r,ef}$	0.14074	
	351			29203			3351	
				1				
$c = r, \text{nom} + \varnothing, \text{med} / 2$			$c =$	70.5	[mm]	$c =$	52	[mm]
$c =$	52	[mm]	$s =$	25	[mm]	$s =$	100	[mm]
$s =$	100	[mm]	$S_{,m+}$	164.0	[mm]	$S_{,m+}$	128.263	[mm]
$S_{,m+}$	128.2630	[mm]		85789	[mm]		0788	[mm]
	788							

$$W_k = \epsilon_{sm} * \beta * s_m$$

β 1.7 acciones directas

$W_{k+} =$ **No fisura**

$W_{k-} =$ **0.269**

$W_{k+} =$ **0.19**

Tabla 78. Fisuración en banda soporte

• **Secciones más desfavorables en Banda Central dirección x e y.**

EXTREMO MAS SOLICITADO			CENTRO DE VANO			EXTREMO MENOS SOLICITADO		
Sección n "T"			Sección n "T"			Sección n "T"		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)			ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Arm base	2	Ø12	Arm base	2	Ø12	Arm base	2	Ø12
Arm. Reparto	5	Ø8	Refuerzo	0	Ø12	Arm. Reparto	5	Ø8
Área	477.52	[mm ²]	Área	226.19	[mm ²]	Área	477.52	[mm ²]
rho	2.84E-03	[]	rho	1.35E-03	[]	rho	2.27E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (COMP.)			ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Arm base	2	Ø12	Arm base	2	Ø20	Arm base	2	Ø12
Refuerzo	0	Ø10	Refuerzo	0	Ø20	Refuerzo	0	Ø12
Área	226.19	[mm ²]	Área	628.32	[mm ²]	Área	226.19	[mm ²]
rho	1.35E-03	[]	rho	3.74E-03	[]	rho	1.08E-03	[]
Ma (ELS,U=G +Q)	6.0	[kNm]	Ma (ELS,U=G +Q)	21.0	[kNm]	Ma (ELS,U=G +Q)	17.0	[kNm]
$\delta =$	0.24		$\delta =$	0.24		$\delta =$	0.24	
$\xi =$	1.35		$\xi =$	1.35		$\xi =$	1.35	
$\beta =$	1.54		$\beta =$	1.59		$\beta =$	1.51	
$\alpha =$	0.61		$\alpha =$	0.69		$\alpha =$	0.55	
$np1 =$	0.02 <	0.04	$np1 =$	0.03 <	0.04	$np1 =$	0.02 <	0.04
$I_c =$	1.50E+07	[mm ⁴]	$I_c =$	2.09E+07	[mm ⁴]	$I_c =$	1.18E+07	[mm ⁴]
Xprof	38.01	[mm]	Xprof	42.75	[mm]	Xprof	34.50	[mm]
I _{fis}	1.14E+08	[mm ⁴]	I _{fis}	1.44E+08	[mm ⁴]	I _{fis}	1.1E+08	[mm ⁴]
I _{eq}	1.30E+09	[mm ⁴]	I _{eq}	1.49E+08	[mm ⁴]	I _{eq}	2.9E+08	[mm ⁴]

Bloque comprimido en Capa de Compresión

Bloque comprimido en Capa de Compresión

Bloque comprimido en Capa de Compresión
I_{eq,global} bruta / I_{eq,global} fisurada

fELS G0	2.12	[mm]	factor f dif G0	1.30	[]	factor fis 0	0.43	[]
fELS G1	0.95	[mm]	factor f dif G1	1.15	[]	factor fis 1	0.44	[]
fELS G2	0.48	[mm]	factor f dif G2	1.15	[]	factor fis 2	0.44	[]
fELS Q	1.45	[mm]	factor f dif Q	0.00	[]	factor fis Q	0.68	[]

FISURACIÓN EHE

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[1 - k_2 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_{c+}	2.009	[N/mm ²]	σ_{c+}	6.241	[N/mm ²]	σ_{c+}	5.027	[N/mm ²]
σ_{s-}	63.626	[N/mm ²]	σ_{s+}	170.875	[N/mm ²]	σ_{s-}	178.967	[N/mm ²]
σ_s/E_s	0.000		σ_s/E_s	0.001		σ_s/E_s	0.001	
σ_{sr}	2.43		σ_{sr}	2.77		σ_{sr}	2.43	
K	0.500	larga duración	K	0.500	larga duración	K	0.500	larga duración
ε_{sm-}	0.0003		ε_{sm+}	0.0009		ε_{sm-}	0.0009	

$$s_m = 2c * 0.2s + 0.4k_2 * \frac{\varnothing}{pr, eficaz}$$

k ₂ , flexión=	0.125							
As=	477.522	[mm ²]	As=	628.32	[mm ²]	As=	477.522	[mm ²]
\varnothing_{max}	12	[mm]	\varnothing_{max}	20	[mm]	\varnothing_{max}	12	[mm]
Ac,ef=	11250	[mm ²]	Ac,ef=	15000	[mm ²]	Ac,ef=	11250	[mm ²]
$pr, ef = \frac{Ac, ef}{As}$			pr, ef			pr, ef		
pr, ef	0.04244		pr, ef	0.04188		pr, ef	0.04244	
$c = r, nom + \frac{\varnothing}{med/2}$								
c=	50	[mm]	c=	60	[mm]	c=	50	[mm]
s=	200	[mm]	s=	25	[mm]	s=	200	[mm]
S, m+	154.135	[mm]	S, m-	148.873	[mm]	S, m+	154.135	[mm]
	4719			2415			4719	

$$W_k = \varepsilon_{sm} * \beta * s_m$$

β	1.7	acciones directas	W_{k+}	0.08	W_{k-}	0.216	W_{k+}	0.23
---------	-----	-------------------	----------	------	----------	-------	----------	------

Tabla 79. Fisuración en Banda Central

Ninguna de las secciones superará el ancho de fisura máximo. Por lo tanto los nervios y ábacos cumplen con las condiciones de fisuración.

5.4.2 Deformaciones en Losa. (MODELO B.3 Y B.3 FIS)

Se vuelven a comprobar en qué puntos se superan los momentos fisuración y se obtendrá una inercia equivalente mediante la ecuación de branson. Con la cual se obtendrán flechas instantáneas en el modelo de cálculo.

Estas flechas se mayorarán para obtener las diferidas por el método simplificado de la EHE 08.

ARMADURA (COMP.) NERVIOS

Nc	2	□
Øc	10	[mm]
Área	157.08	[mm ²]
rho	6.23E-03	□

H=20+5cm

equivalencia forjado reticular – zona de positivos			
	alto nervio	20.00	cm
	alto capa compresión	5.00	cm
	intereje	80.00	cm
	ancho nervio	12.00	cm
reticular (20+5)x80	centro de gravedad	17.81	cm
	inercia	32270.83	cm ⁴
	inercia por metro	40338.54	cm ⁴
	área	640.00	cm ²
	área por metro	800.00	cm ²
	unidireccional	no	
losa maciza	membrana (área)	0.0800	m
	bending (inercia)	0.1692	m

Tabla 80. Equivalencia de forjado reticular a losa

Asignaremos una inercia equivalente a los nervios.(sección maciza equivalente)

Con esta inercia bruta equivalente de la sección se hace un predimensionado calculando en SAP con EFM asignándoles esta rigidez considerando un cálculo lineal elástico. Donde los momentos de fisuración ya calculados son:

$$M_{fis-} = F_{ctm,fl} * I_{b/z} \quad \text{Ecuación 96}$$

Los momentos negativos más importantes se producirán en pilares y zona de muro, por lo tanto solo en zonas de macizado, por lo cual:

$$M_{fis-} = 2.86 * (1000 * 250^3) / 12 * 1/150 * 1e-6 = -37.21 \text{ kNm}$$

$$M_{fis+} = f_{ctm,fl} * I_{equivalente\ bruta/z}$$

Los momentos positivos se producen en las zonas de nervios, por lo tanto la inercia es la de la zona de nervios.(sección en "T" contando la capa de compresión en 1m de ancho)

$$cdg = (A1 * S1 + A2 * S2) / ATOT$$

$$= (50 * 1000 * 275 + 120 * 250 * 125) / (50000 + 30000) = 218.75 \text{ mm}$$

$$M_{fis+} = (2.89 * 3.2 * 10^8) / 218.75 * 1e-6 =$$

$$M_{fis+} = 6.47 \text{ kNm}$$

Comparando con los esfuerzos obtenidos mediante el método directo que plantea la norma, podemos ver;

- **En ábaco**

$$M_{els,k-,max/ml} = -70.3 \text{ kNm} * (1 \text{ m} / \text{ancho de banda}) = 70.3 * (1/3) = -23.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{els,k-,max} < M_{fis-}$$

23.4 < 37.21. Por lo tanto No fisura la sección sobre pilares.

$$M_{els,k+,max\ por\ nervio} = 31.34 * (\text{intereje}) = 32.5 * (0.8) = 26 \text{ kNm/m}$$

$M_{els,k+}, max > M_{fis} +$

26 > 6.47kNm por lo tanto, el nervio fisurará.

Ya que los momentos positivos superan el momento fisuración y debido a la asimetría geométrica de la sección esta no podrá contar con inercia bruta en toda su longitud.

Si lo comprobamos a partir del modelo B.2, las zonas en las que se alcancen los momentos fisuración, indicarán que es necesario calcular una inercia fisurada equivalente para estimar las flechas diferidas.

SECCIÓN RETICULAR

Equivalencia forjado reticular - losa (material hormigón)			
	alto nervio	20.00	cm
	alto capa compresión	5.00	cm
	intereje	80.00	cm
	ancho nervio	12.00	cm
reticular (20+5)x80	centro de gravedad	17.81	cm
	inercia	32270.83	cm ⁴
	inercia por metro	40338.54	cm ⁴
	área	640.00	cm ²
	área por metro	800.00	cm ²
	unidireccional	no	
losa maciza	membrane (área)	0.0800	m
	bending (inercia)	0.1692	m
bo	120	[mm]	w bruto (h) 1,811,695.91 [mm ³]
ho	50	[mm]	i bruta (h) 3.23e+08 [mm ⁴]
intereje	800	[mm]	a bruta (d) 64,000 [mm ²]
l	6000	[mm]	d 210 [mm]
fllim1	500	[L/]	mfis+ 6.47 [knm]/nervio
			mfis- 16.04 [knm]/nervio

Tabla 81. Momentos fisuración en sección de nervios

SECCIÓN ÁBACO

B	1000	[mm]	W bruto (H) 10,416,666.67 [mm ³]
H	250	[mm]	I bruta (H) 1,302,083,333.33 [mm ⁴]
C	40	[mm]	A bruta (D) 210,000.00 [mm ²]
L	6000	[mm]	d 210 [mm]
fllim1	500	[L/]	Mfis- 37.21 [kNm]

Tabla 82. Momentos fisuración en sección de ábaco

Vemos como prácticamente fisuran todos los nervios de vano central.(Imagen 44) Se estudiará el forjado de forma independiente del resto del edificio. El forjado se discretiza como elemento finitos coincidentes con los ejes de los nervios. Las secciones de ábaco tienen asignada una sección homogénea con la inercia bruta. A la zona de nervios se le asigna una sección maciza de inercia equivalente a la de la sección nervada.

Esto nos da una clara señal de donde se producirán las flechas diferidas máximas, ya que aquellas secciones cuya sección haya fisurado, aumentarán su flecha diferida de una forma mucho más agresiva que la de las secciones que mantengan su sección bruta sin fisurar.

A continuación se estudiarán los casos de flechas necesarios para cumplir con las prescripciones del CTE_AE_SE_deformaciones.

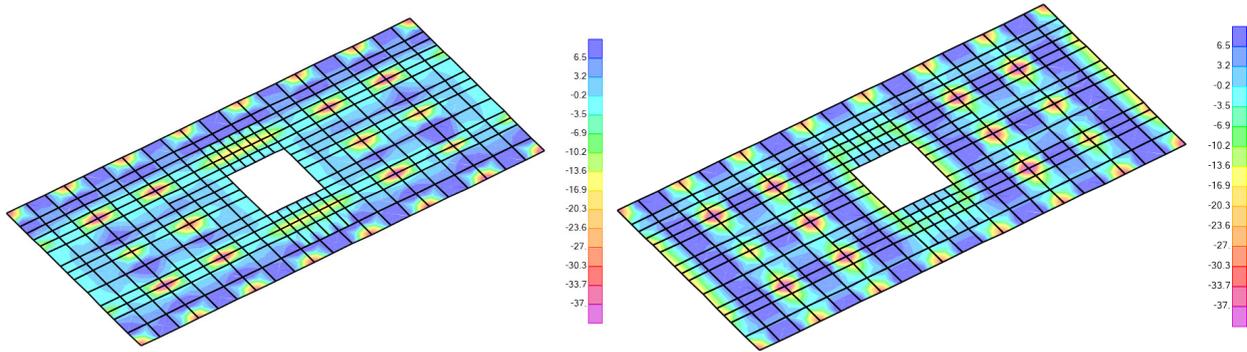


Imagen 44. Comb ELSqp, SU3

• **Cálculo de Flechas Instantáneas**

1º-Integridad constructiva L/500.

Pisos con tabiques frágiles pavimentos sin juntas. Siendo la tabiquería ejecutada después de pavimentos. Por lo tanto esta comprobación se hará con la sobrecarga de uso y el porcentaje de las cargas muertas correspondientes (12% de CM).

Con L, máx entre dos puntos cualesquiera=3m; flecha límite $2 \cdot L/500=10\text{mm}$

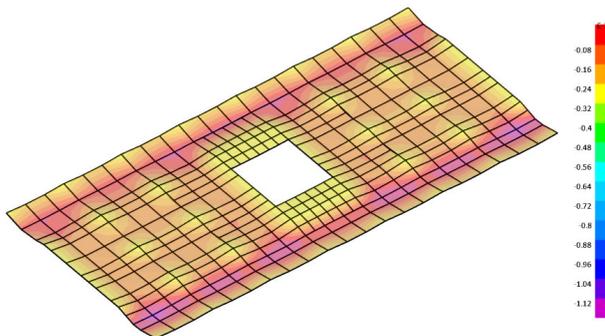


Imagen 45. Estado de cargas 12%CM. (Deformación instantánea máx= -1.2mm)

2º-Confort (Sobrecarga de uso 3, totalmente cargado) $L/350= 14.5\text{mm}$

Primero se estudiará cual es el caso más desfavorable para sobrecarga de uso oficinas (en la planta tipo), según 3 casos de carga alternos;

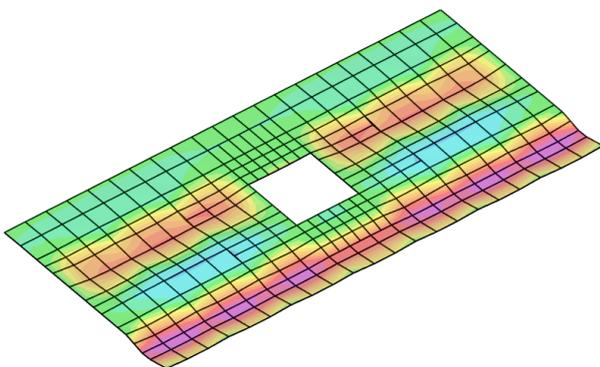


Imagen 46. Comfror.t sobrecarga en vanos impares Y

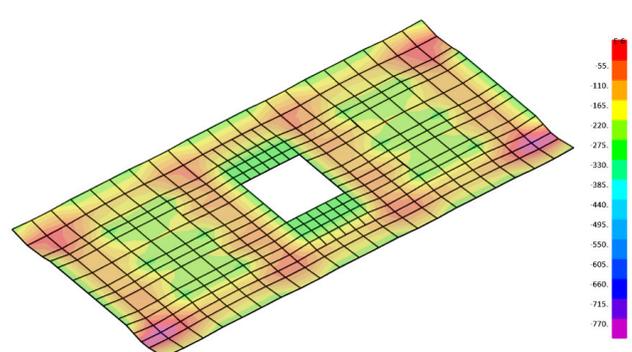


Imagen 47. Confort. Sobrecarga en vanos pares X

Siendo el estado de cargas más desfavorable con cargas en y vanos impares, con una **flecha instantánea máx= -0.9mm**

3º-quasi-permanentes (Combinación nº4-ELS,q.SU3), aspecto visual. **L/300**. Entre dos puntos cualesquiera. Entre pilar y centro de vano L=3m, por tanto flecha max=2*3/300. **flecha límite 16.6mm**.

Planta 11 sufre la máxima deformación instantánea con toda la sobrecarga de uso aplicada. (Deformación instantánea máx=-10.8mm)

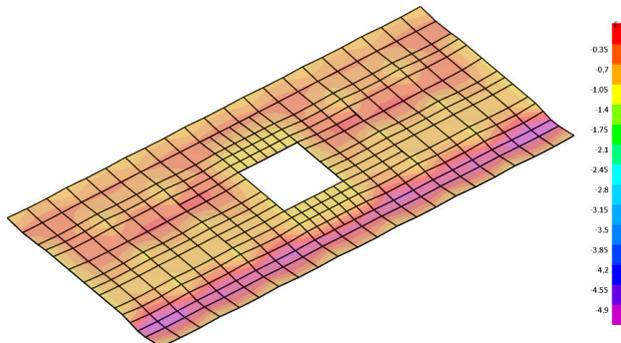


Imagen 48.Planta ELS,q. (Deformación instantánea máx= -5mm)

- **Cálculo de la Flecha diferida.**

Se debe comprobar que la **flecha diferida** cumpla con los requisitos expuestos en las distintas etapas constructivas. Para ello es necesario comprobar los momentos que solicitan la losa en servicio. (Combinación nº4-ELS,q.SU3).

Para calcular la flecha diferida y debido a la asimetría del forjado, se estudian diferentes tramos por separado, y se calcula la flecha mediante el método simplificado de la EHE 08.

- **FLECHA EN CENTRO DE VANO EXTERIOR (banda Soporte)**

fck(j)	30	[N/mm ²]	módulo Ec	28,576.79	[N/mm ²]
fcm(j)	38	[N/mm ²]	modulo Es	200,000.00	[N/mm ²]
fyk	500	[N/mm ²]	n	7.00	
ÁBACO			SECCIÓN RECTANGULAR		
b	1000	[mm]	W bruto (H)	10,416,666.67	[mm ³]
h	250	[mm]	I bruta (H)	1.30E+09	[mm ⁴]
C	40	[mm]	A bruta (D)	210,000.00	[mm ²]
L	5000	[mm]	d	210	[mm]
flim1	500	[L/]	Mfis-	37.21	[kNm]/m
NERVIO			SECCIÓN "T"		
bo	120	[mm]	W bruto (H)	1,811,695.91	[mm ³]
ho	50	[mm]	I bruta (H)	3.23E+08	[mm ⁴]
Intereje	800	[mm]	A bruta (D)	64,000	[mm ²]
L	5000	[mm]	d	210	[mm]
flim1	500	[L/]	Mfis+	6.47	[kNm]/nervio
			Mfis-	16.04	[kNm]/nervio
G0	4.4	[kN/m ²]	DEAD (peso propio forjado estructural)		
G1	1.975	[kN/m ²]	CMP* (CMP hasta tabiquería inclusive)		
G2	1	[kN/m ²]	Resto de CMP (falsos techos, ...)		
Q	3	[kN/m ²]	Sobrecarga de uso		
psi2 Q	0.6	[]	Factor cuasi permanente uso ψ_2		
fELS (G+Q)	4.7	[mm]	Flecha ELS (G+Q) instantánea elástica		
T0	4	[semanas]	Edad de descimbrado		
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiquería		
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP		
TQ2	260	[semanas]	Edad se alcanza cuasi permanente Q		

Tabla 83

EXTREMO MAS SOLICITADO			CENTRO DE VANO			EXTREMO SOLICITADO MENOS		
Sección Maciza			Sección "T"			Sección Maciza		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)			ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Arm base	10	Ø12	Arm base	2	Ø12	Arm base	10	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	0	Ø12	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,583.36	mm ²	Área	226.19	mm ²	Área	1,583.36	mm ²
rho	7.54E-03	□	rho	1.35E-03	□	rho	7.54E-03	□
ARMADURA INFERIOR (COMP.)			ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Arm base	5	Ø12	Arm base	2	Ø20	Arm base	5	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	0	Ø16	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,017.88	mm ²	Área	628.32	mm ²	Área	1,017.88	mm ²
rho	4.85E-03	□	rho	3.74E-03	□	rho	4.85E-03	□
Ma (ELS,U=G+Q)	27.0	kNm	Ma (ELS,U=G+Q)	31.0	kNm	Ma (ELS,U=G+Q)	53.0	kNm
Xprof	56.33	mm	Xprof	42.75	mm	Xprof	56.33	mm
Ifis	3.23E+08	mm ⁴	Ifis	1.44E+08	mm ⁴	Ifis	3.23E+08	mm ⁴
leq	1.30E+09	mm ⁴	leq	1.45E+08	mm ⁴	leq	6.62E+08	mm ⁴
			Bloque comprimido en Capa de Compresión			leq,global bruta / leq,global fisurada		
fELS G0	1.99	mm	factor f dif G0	1.30	□	factor fis 0	1.11	□
fELS G1	0.89	mm	factor f dif G1	1.15	□	factor fis 1	1.12	□
fELS G2	0.45	mm	factor f dif G2	1.15	□	factor fis 2	1.13	□
fELS Q	1.36	mm	factor f dif Q	0.00	□	factor fis Q	1.44	□
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE								
f INTEG TAB	8.61	[mm]	< flim INTEG TAB	10.00	[mm]			
f CONFORT	1.96	[mm]	< flim CONFORT	14.29	[mm]			
f APARIENCIA	12.74	[mm]	< flim APARIENCIA	16.67	[mm]			

Tabla 84

• FLECHA EN CENTRO DE VANO EXTERIOR (banda Central)

EXTREMO MAS SOLICITADO			CENTRO DE VANO			EXTREMO SOLICITADO MENOS		
Sección Maciza			Sección "T"			Sección Maciza		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)			ARMADURA SUPERIOR (COMP.)			ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Arm base	10	Ø12	Arm base	2	Ø12	Arm base	10	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	0	Ø12	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,583.36	mm ²	Área	226.19	mm ²	Área	1,583.36	mm ²
rho	7.54E-03	□	rho	1.35E-03	□	rho	7.54E-03	□

ARMADURA INFERIOR (COMP.)			ARMADURA INFERIOR (TRACC.)			ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Arm base	5	Ø12	Arm base	2	Ø20	Arm base	5	Ø12
Refuerzo	4	Ø12	Refuerzo	0	Ø16	Refuerzo	4	Ø12
Área	1,017.88	mm ²	Área	628.32	mm ²	Área	1,017.88	mm ²
rho	4.85E-03	□	rho	3.74E-03	□	rho	4.85E-03	□
Ma (ELS,U=G+Q)	27.0	kNm	Ma (ELS,U=G+Q)	31.0	kNm	Ma (ELS,U=G+Q)	53.0	kNm
Xprof	56.33	mm	Xprof	42.75	mm	Xprof	56.33	mm
Ifis	3.23E+08	mm ⁴	Ifis	1.44E+08	mm ⁴	Ifis	3.23E+08	mm ⁴
leq	1.30E+09	mm ⁴	leq	1.45E+08	mm ⁴	leq	6.62E+08	mm ⁴
			Bloque comprimido en Capa de Compresión			leq,global bruta / leq,global fisurada		
fELS G0	2.12	mm	factor f dif G0	1.30	□	factor fis 0	1.11	□
fELS G1	0.95	mm	factor f dif G1	1.15	□	factor fis 1	1.12	□
fELS G2	0.48	mm	factor f dif G2	1.15	□	factor fis 2	1.13	□
fELS Q	1.45	mm	factor f dif Q	0.00	□	factor fis Q	1.44	□
COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE								
f INTEG TAB	9.16	[mm]	< flim INTEG TAB	10.00	[mm]			
f CONFORT	2.08	[mm]	< flim CONFORT	14.29	[mm]			
f APARIENCIA	13.55	[mm]	< flim APARIENCIA	16.67	[mm]			

Tabla 85

T [semanas]	flecha [mm]
0	0.00
1	0.00
2	0.00
4	2.35
8	4.39
12	5.00
16	5.40
24	5.80
48	6.49
52	6.61
104	7.41
260	13.55

Tabla 86

Cumple todos los requisitos del CTE, por lo tanto se da por válido el forjado reticular de H=20+5cm

6.DISEÑO FORJADO de Losa Maciza post-tesada.

Se Propone por facilidad de montaje una solución en la que se concentran sobre pilares el 50% de los tendones necesarios en la dirección X, repartiendo uniformemente el resto. Los tendones según la dirección Y se concentran todos sobre las alineaciones de soportes.

Propiedades Materiales y coeficientes.

Coficiente de seguridad sobre acciones permanentes $Y_G=1.35$

Coficiente de seguridad sobre acciones Variables $Y_Q=1.5$, $Y_p=1$

Acero pasivo B 500 S $Y_s=1.15$

Acero Activo Y1860 S7 $\varnothing 0.6''$ (15.2mm) $A_p=146\text{mm}^2$ $Y_p=1.15$

Baja relajación (3% a las 1000h) $f_{py}=1700\text{MPa}$; $f_{pu}=1860\text{Mpa}$; $E_p=1.95 \times 10^5 \text{MPa}$

Coef. Rozamiento parásito $\mu=0.06$ coef.de rozamiento angular $k=0.0005\text{m}^{-1}$. $\frac{k}{\mu}=0.008$

Penetración por cuña $a=5\text{mm}$, se limita la tensión de tesado a $\sigma_{po}=0.75 f_{pu}$

Hormigón HP-30/B/20/IIa $Y_c=1.5$.

$r_{geométrico}=30\text{mm}$ para la armadura activa y 25mm para la armadura pasiva.

6.1. Predimensionado

Predimensionado del canto de la losa a partir de valores tabulados.

L_x = Luz corta y L_y = luz larga

$L_x/34 = 5/34=0.147 \rightarrow 0.15\text{m}$

$L_y/42=6/42=0.1428 \rightarrow 0.15\text{cm}$

6.1.1.Predimensionado mediante cargas equivalentes .

Siendo la carga del pretensado equivalente :

$$n = P e''(x) \quad \text{Ecuación 97}$$

Suponiendo que se quiera compensar el 100% de la flexión producida por el PP, y haciendo una simplificación en la que se supone que cada tramo se comporta como una viga apoyada. El trazado del tesado será homotético a la ley de momentos de la viga, siendo esta una parábola;

$$e(x) = Ax^2 * Bx * C \quad \text{Ecuación 98}$$

$$e'(x) = 2Ax * B \quad \text{Ecuación 99}$$

$$e''(x) = 2A \quad \text{Ecuación 100}$$

$$n = 2A * P \quad \text{Ecuación 101}$$

Siendo $f=e$, max en $x=L/2 \rightarrow A=f/(L/2)^2$. La carga equivalente de postesado es

$$n = \frac{8 * P f}{l^2} \quad \text{Ecuación 102}$$

Y la fuerza de pretensado ;

$$T = \frac{n * l^2}{f * 8} \quad \text{Ecuación 103}$$

Si suponemos que $f=0.7 * h$

$$T = \frac{8 * n * h * l^2}{0.7 * h * 8} \rightarrow T=0.44 l^2 \quad \text{Ecuación 104}$$

Si limitamos la tensión en el hormigón teniendo en cuenta la fuerza de pretensado y la producida por las sobrecargas en la pieza, adoptando como momento $M, q = \frac{q l^2}{12}$ (correspondiente al valor medio entre $M_q = \frac{q l^2}{8}$ vano simplemente apoyado y $M_q = \frac{q l^2}{16}$ valor de en vano continuo);

$$\sigma_{ct} = \frac{P}{Ac} + \frac{M, q + Cm}{W} \quad W = \frac{I}{y} = \frac{bh^3/12}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} ; \quad \frac{P}{Ac} = \frac{-T}{bh} \quad \text{con } b = 1m$$

$$\sigma_{ct} = \frac{-T}{h} + \frac{(Cm+q)l^2}{2h^2} \quad \text{Ecuación 105; } \sigma_{ct} = \alpha f_{ck}; \quad \text{con } \alpha = 0.055; \quad \sigma_c = 0.055 * 30 = 1.65N/mm^2$$

$$h = \frac{4l^2}{f_{ck}} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(CM+q)*f_{ck}}{1.8l^2}} \right) \quad \text{Ecuación 106}$$

$$h = \frac{4*6m^2}{3000Ton/m^2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(0.279+0.3)Ton/m^2*3000Ton/m^2}{1.8*6m^2}} \right) \quad \text{Ecuación 107}$$

$h=0.205 \rightarrow h=21cm$

6.1.2.Predimensionado del canto a Punzonamiento.

1º Cargas en forjado

$$q_d = 1.35*(Y_c*h + CM) + 1.5*Q$$

$$q_d = 1.35*(0.21*25 + 2.975) + 1.5*3 = 15.6kN/m^2$$

2º Cargas en la zona del pilar.

Pilar interno (450x450)

$$F_{sd} = q_d * A, \text{ tributaria del pilar} * \text{Coef, } 1^\circ \text{ Pilar interior} = 15.6*(6*5)*1.1 = 514.9kN$$

$$F_{sd,eff} = F_{sd} * \beta$$

$$= 514.9 * 1.15 = 592kN$$

$$\zeta_{sd} = F_{sd,eff}/U_o*d$$

$$= (592 / (450*4*(210-60))) * 10^{-3}$$

$$= 2.19N/mm^2$$

$$\zeta_{rd} = 0.6 f_{c1} = 0.6*0.5*f_{cd}$$

$$= 6N/mm^2$$

$\zeta_{rd} > \zeta_{sd}$, Cumple a punzonamiento con un $H=0.21m$.

6.1.3.Predimensionado del número de cordones y trazado.

Calculando la fuerza de tesado para cada tramo a partir de $T = \frac{H*\sigma_c*l^2}{8*f} = \frac{0.21*25*l^2}{8*f}$ Ecuación 108

$L_x=5m$; $L_y=6m$ y siendo f , las calculadas para cada tramo y sección.

$$T, \text{vano exterior } y = 360.68 \text{ kN/lpy}$$

$$T, \text{vano exterior } x = 450.72 \text{ kN/lpx}$$

$$T, \text{vano interior } y = 262.5 \text{ kN/lpy}$$

$$T, \text{vano interior } x = 328.125 \text{ kN/lpx}$$

Comprobando que no se supera la tensión de precompresión máxima en el hormigón.

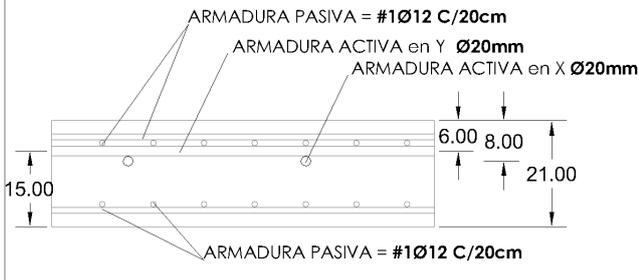
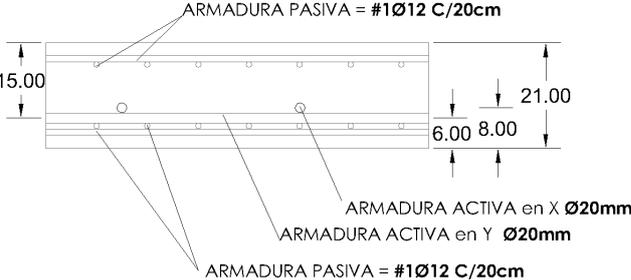
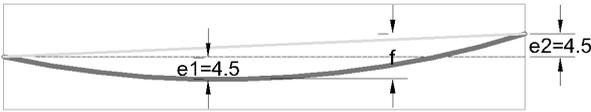
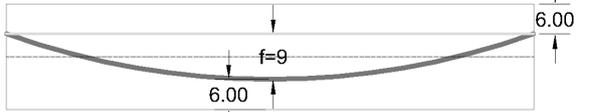
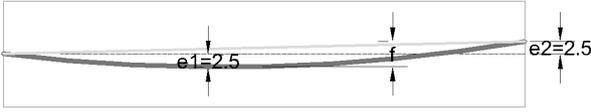
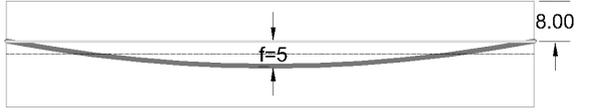
$$1 < \sigma_{cp} < 2.5Mpa = \frac{T}{Ac} \quad \text{Ecuación 109}$$

$T < 2.5*Ac = 2.5*1000*210 < 525kN/m.a$ No se supera la Fuerza máxima de precompresión media en la sección de hormigón.

Donde la fuerza correspondiente al pórtico virtual por unidad de banda es $P = T * L_p$. Siendo en los vanos extremos el ancho de banda igual a $L_p/2$.

$$P_y, \text{ ext} = 360.68 * 5/2 = 901.7kN ; P_y, \text{ int} = 262.5*5 = 1312.5kN$$

$$P_x, \text{ ext} = 450.7 * 6/2 = 1352kN ; P_x, \text{ int} = 328.1*6 = 1968.75kN$$

DISPOSICIÓN DEL ARMADO	
SECCIÓN APOYO	SECCIÓN CENTRAL
 <p> ARMADURA PASIVA = #1Ø12 C/20cm ARMADURA ACTIVA en Y Ø20mm ARMADURA ACTIVA en X Ø20mm 15.00 6.00 8.00 21.00 ARMADURA PASIVA = #1Ø12 C/20cm </p>	 <p> ARMADURA PASIVA = #1Ø12 C/20cm 15.00 21.00 6.00 8.00 ARMADURA ACTIVA en X Ø20mm ARMADURA ACTIVA en Y Ø20mm ARMADURA PASIVA = #1Ø12 C/20cm </p>
DIRECCIÓN Y	
TRAZADO DE CORDONES DE TESADO	
VANO EXTERIOR	VANO INTERIOR
 <p> $e1=4.5$ f $e2=4.5$ 6.00 </p>	 <p> $f=9$ 6.00 </p>
$e1=h/2 - r_{inf}=45\text{mm}$; $e2=h/2-r_{sup} = 45\text{mm}$; $f_{o,y} = e1+e2 /2 =67.5\text{mm}$ $f_{\text{vano ext}}=0.5f_o*(1+(1- (e2^2/4f_o^2))^{-2})=65.6\text{mm}$	$r_{inf}=60\text{mm}$; $r_{sup} = 60\text{mm}$ $f_{\text{vano interior,y}}=210-r_{inf} - r_{sup} =210-60-60=90\text{mm}$
DIRECCIÓN X	
TRAZADO DE CORDONES DE TESADO	
VANO EXTERIOR	VANO INTERIOR
 <p> $e1=2.5$ f $e2=2.5$ 8.00 </p>	 <p> $f=5$ 8.00 </p>
$e1=h/2 - r_{inf}=25\text{mm}$; $e2=h/2-r_{sup} = 25\text{mm}$; $f_{o,y} = e1+e2 /2 =37.5\text{mm}$ $f_{\text{vano ext}}=0.5f_o*(1+(1- (e2^2/4f_o^2))^{-2})=36.4\text{mm}$	$r_{inf}=860\text{mm}$; $r_{sup} = 80\text{mm}$ $f_{\text{vano interior,y}}=210-r_{inf} - r_{sup} =210-80-80=50\text{mm}$

Ecuación 110. Excentricidades de trazados

6.1.4. Pérdidas

Se deberá tener en cuenta que existe rozamiento en los tendones no adherentes, lo que significa que la fuerza de tesado no es constante a lo largo de su trazado. A estas pérdidas de carácter instantáneo también se les debe añadir las pérdidas diferidas debidas a la relajación del acero, fluencia y retracción del hormigón.

De forma aproximada las pérdidas totales a tiempo infinito son del orden del 20% de la fuerza de tesado inicial. Desglosando estas de una forma aproximada;

A. Pérdidas instantáneas

1- Pérdida por rozamiento

$$\Delta P1 = 6\text{m} * 7 \text{ vanos} = 42\text{m} * 2.5\%/10\text{m} = 10.5\% P_o$$

2- Pérdidas por empotramiento de cuñas

$$\Delta P2 = 8\% P_o$$

3- Pérdidas por acortamiento elástico

$$\Delta P3 = 0.5\% P_o$$

$$\Delta P_{inst} = \max(\Delta P1; \Delta P2) + \Delta P3 = 11\% P_o$$

B.Pérdidas diferidas

4-Pérdidas por retracción

$$\Delta P_4 = 5\% P_0$$

5-Perdidas por Fluencia

$$\Delta P_5 = 3\% P_0$$

6-Perdidas por relajación en el acero de tesado.

$$\Delta P_6 = 3\% P_0$$

$$\Delta P_{dif} = 11\% P_0$$

 Por tanto $\Delta P_{tot} = 22\%$.

Tensión efectiva máxima

$$\sigma_{p,inf} = (1 - \Delta P_{tot}) \cdot \sigma_{pi}$$

$$= (1 - 0.22) \cdot 0.75 f_{pu}$$

$$= 0.78 \cdot 0.75 \cdot 1900$$

$$\sigma_{p,inf} = 1111.5 \text{ N/mm}^2$$

Una vez se tiene la tensión real a la que tesar los cables para que su efecto a tiempo infinito sea el deseado asumiendo las pérdidas, y sabiendo el valor de la fuerza de tesado se procede a hacer un tanteo del número de cordones necesarios en cada dirección, teniendo en cuenta que el vano exterior requerirá solo la mitad de vainas.

Dirección Y	Vano interior	Vano exterior	
	$A_p = P / \sigma_{p,inf}$	$A_p = (P \cdot (L_y / L_p 0.5)) / \sigma_{p,inf}$	
P	1312.5	876.7	kN
A_p	1180.8	788.8	mm ²
nº cordones	9	6	
Dirección X	Vano interior	Vano exterior	
	$A_p = P / \sigma_{p,inf}$	$A_p = (P \cdot (L_x / L_p 0.5)) / \sigma_{p,inf}$	
P	1968.75	1352.0	kN
A_p	1771.3	1216.4	mm ²
nº cordones	13	9	

Ecuación 111. Área necesaria de acero activo. (Se adopta la fuerza de tesado del vano interior)

Concentrando los cordones en la dirección Y sobre alineación de soportes, y distribuyendo los de la dirección en x uniformemente cada 45cm

6.1.5. Comprobación del estado tensional.

 Siendo la edad de tesado a 5 días ($t=5$)

Resistencia a compresión ($f_{ck,j}$):	22.8 MPa
Resistencia a compresión media ($f_{cm,j}$):	28.9 MPa
Resistencia a tracción media ($f_{ctm,j}$):	2.204 MPa
Módulo elástico ($E_{cm,j}$):	26324 MPa

	X		Y
	13 cordones		9 cordones
$A_{p,real} =$	1820 mm ²		1260 mm ²
$P_0 =$	$A_p \cdot f_{pu} \cdot 0.75$		$A_p \cdot f_{pu} \cdot 0.75$
$P_0 =$	2593.5 kN		1795.5 kN
$P_i =$	$P_0 \cdot (1 - \Delta P)$		$P_0 \cdot (1 - \Delta P)$
$\Delta P_i =$	0.11		0.11
$P_i =$	2308.2 kN		1598.0 kN
$\Delta P_{dif} =$	0.11		0.11
$P_{t=infinito} =$	2054.3 kN		1422.2 kN

Ecuación 112. Pérdidas en el pretensado

Se comprueba que en las dos secciones más solicitadas las tensiones en la sección no superan ni en situación de vacío ni durante su vida útil tensiones de compresión elevadas, ni se producen tracciones en el hormigón por encima de su máxima tensión de tracción.

Calculamos momentos con un rápido replanteo a partir del método directo, en vacío y en servicio, mediante el momento isostático del pórtico virtual. $M_o = PP * L_p * L^2 / 8$

$$M_{o,x} = 0.21 * 25 * 6 * 5^2 / 8 = 98.5 \text{ kNm}$$

$$M_{o,y} = 0.21 * 25 * 5 * 6^2 / 8 = 118.125 \text{ kNm}$$

Momento en centro de vano exterior = $0.52 * M_o, PP$.

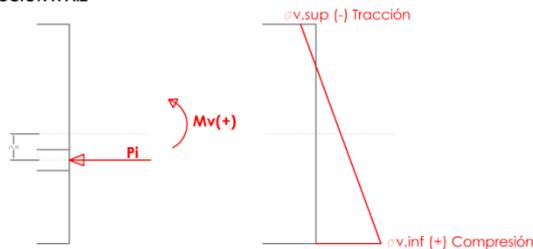
$$M_{o,K} = M_{o,pp} + (2.978 + 3) * L_p * L^2 / 8$$

$$M_{o,k,x} = 98.5 + 112 ; M_{o,k,y} = 118.125 + 134.43$$

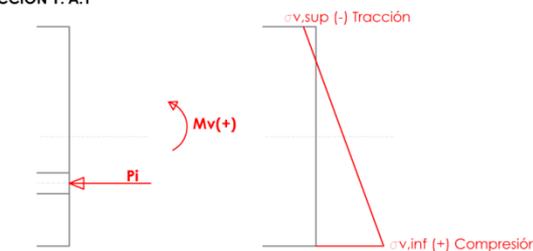
Momento en apoyo interior = $0.7 * M_{o,K}$

1º Situación al Tesar J=5 (En vacío).

DIRECCIÓN X A.2



DIRECCIÓN Y. A.1



Ecuación 113. Estado tensional en vacío

Comprobando en sección 2 (centro de vano exterior). dirección X.

$$\sigma_{v, sup} = \frac{p * Pi}{A} + \frac{p * Pi * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} > f_{ctm, fl} \quad \text{Ecuación 114}$$

$$\sigma_{v, sup} = \frac{1.1 * 2308}{6 * 0.21} + \frac{1.1 * 2308 * -0.025 * 0.105}{6 * 0.21^3 / 12} + \frac{42 * 0.105}{6 * 0.21^3 / 12} < -2.3 \text{ N/mm}^2$$

1.52 N/mm² > -2.3 N/mm²

$$\sigma_{v, inf} = \frac{p * Pi}{A} + \frac{p * Pi * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} < 0.6 f_{ck, j = 5} \quad \text{Ecuación 115}$$

$$\sigma_{v, inf} = \frac{1.1 * 2308}{6 * 0.21} + \frac{1.1 * 2308 * -0.025 * -0.105}{6 * 0.21^3 / 12} + \frac{42 * -0.105}{6 * 0.21^3 / 12} < 13.7 \text{ N/mm}^2$$

2.5 N/mm² < 13.7 N/mm²

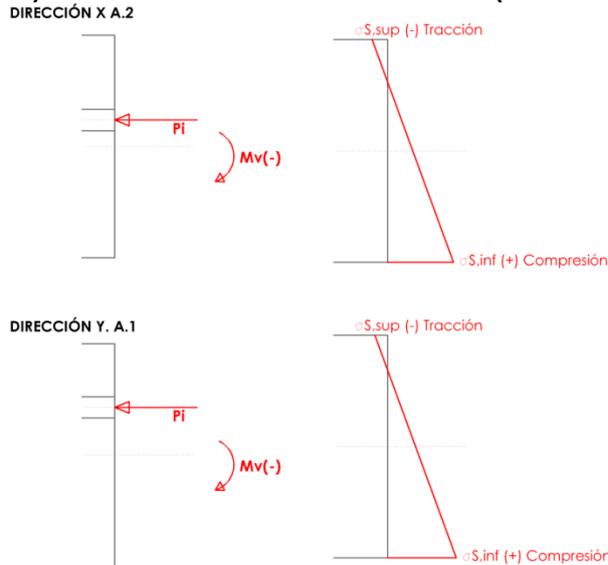
Comprobando en sección 2. dirección Y.

$$\sigma_{v, sup} = \frac{1.1 * 1598}{6 * 0.21} + \frac{1.1 * 1598 * -0.045 * 0.105}{6 * 0.21^3 / 12} + \frac{51.2 * 0.105}{6 * 0.21^3 / 12} < -2.3 \text{ N/mm}^2$$

0.78 N/mm² > -2.3 N/mm²

$$\sigma_{v, inf} = \frac{1.1 * 1598}{6 * 0.21} + \frac{1.1 * 1598 * -0.045 * -0.105}{6 * 0.21^3 / 12} + \frac{51.2 * -0.105}{6 * 0.21^3 / 12} < 13.7 \text{ N/mm}^2$$

2.23 N/mm² < 13.7 N/mm²

2º) Situación de servicio J=infinito (Situación característica).


Ecuación 116. Estado tensional en Servicio

Comprobando en sección 3 (Apoyo interior). dirección X.

$$\sigma_{v, sup} = \frac{p \cdot P_{inf}}{A} + \frac{p \cdot P_{inf} \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M_v \cdot y}{I} > f_{ctm}, fl \quad \text{Ecuación 117}$$

$$\sigma_{v, sup} = \frac{0.9 \cdot 2054.3}{6 \cdot 0.21} + \frac{0.9 \cdot 2054.3 \cdot 0.025 \cdot 0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} + \frac{-122 \cdot 0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} < -2.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{-0.25 \text{ N/mm}^2 > -2.3 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{v, inferior} = \frac{p \cdot P_{inf}}{A} + \frac{p \cdot P_{inf} \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M_v \cdot y}{I} < 0.6 f_{ck}, j = 5 \quad \text{Ecuación 118}$$

$$\sigma_{v, inferior} = \frac{0.9 \cdot 2054.3}{6 \cdot 0.21} + \frac{0.9 \cdot 2054.3 \cdot 0.025 \cdot -0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} + \frac{-122 \cdot -0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} < 13.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{3.18 \text{ N/mm}^2 < 13.7 \text{ N/mm}^2}$$

Comprobando en sección 3 (apoyo interior). dirección Y.

$$\sigma_{v, sup} = \frac{0.9 \cdot 1422.2}{6 \cdot 0.21} + \frac{0.9 \cdot 1422.2 \cdot 0.045 \cdot 0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} + \frac{-151 \cdot 0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} < -2.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{-1.19 \text{ N/mm}^2 > -2.3 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_{v, inferior} = \frac{0.9 \cdot 1422.2}{6 \cdot 0.21} + \frac{0.9 \cdot 1422.2 \cdot 0.045 \cdot -0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} + \frac{-151 \cdot -0.105}{6 \cdot 0.21^3 / 12} < 13.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{3.22 \text{ N/mm}^2 < 13.7 \text{ N/mm}^2}$$

Se acepta el predimensionado con H=21cm. 12 tendones concentrados sobre alineaciones de soportes en dirección Y (dirección ppal.) y 18 tendones en x, concentrando sobre pilares el 50% de los tendones necesarios en esta dirección y repartiendo de forma uniforme el resto cada 35cm.

6.2.Cálculo de esfuerzos y Dimensionado

6.2.1.Disposición del trazado.

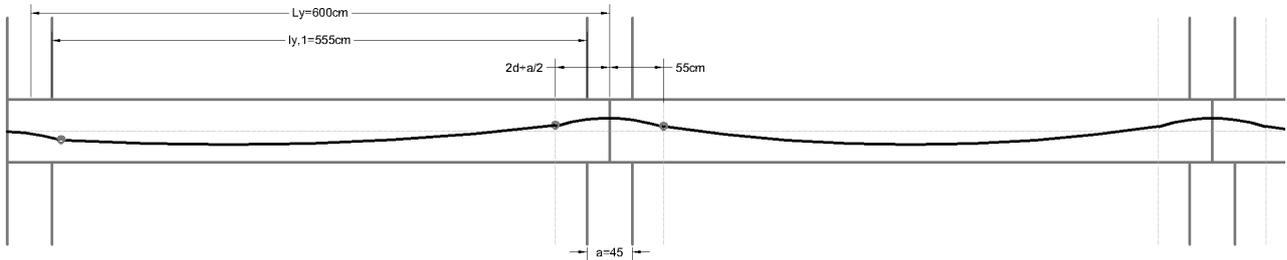


Imagen 49. Trazado tipo de tendón distancias

Radio de giro , se elegirá el máx de :

$$R=0.05L=0.3\text{m}$$

$$R=2d+a/2=2*15+45/2=0.55\text{m}$$

Obtención de los puntos de inflexión de los trazados

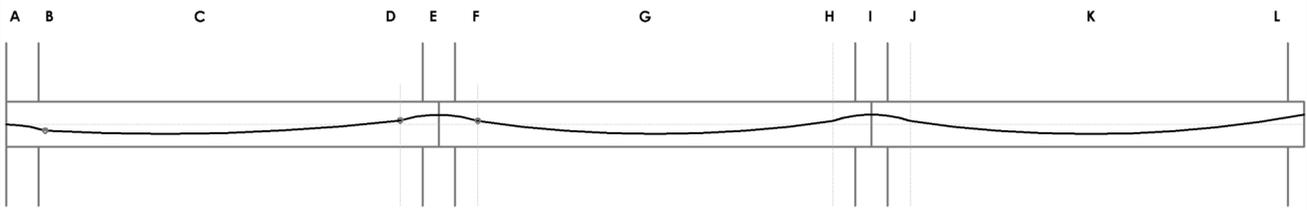


Imagen 50. Puntos de inflexión en trazados

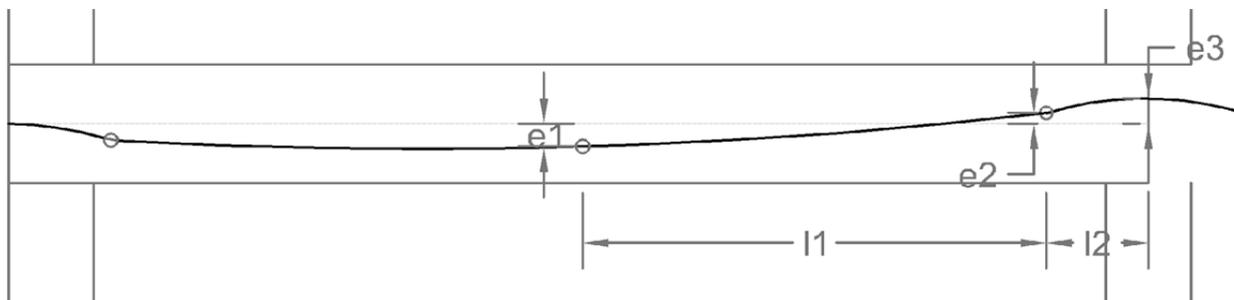


Imagen 51. Excentricidades en tendones

$$\frac{L_2}{e_2} = \frac{L_1+L_2}{e_1+e_2} \quad \alpha = \frac{2e_2}{L_2} \quad \text{Ecuación 119}$$

Dirección Y

$$L_1+L_2 = L_y/2=6/2=3\text{m}$$

$$L_2=0.55\text{m}$$

$$L_1=2.45\text{m}$$

Tramo AB

$$e_{AB}=(0.325*0.045)/3=0.0004875$$

Tramo BC

$$e_{BC}=(0.045-0.00825)=0.03675$$

Tramo DE

$$e_{DE}=(0.55*0.09)/3=0.0165$$

Tramo CD

$$e_{CD}=0.09-0.0165=0.0735$$

$$e_1=-0.045\text{m}$$

e_2 =En función del tramo

$$e_3=0.045\text{m}$$

$$\alpha_{AB}=2*0.00825/0.55=0.03$$

$$\alpha_{BC}=2*0.03675/2.45=0.03$$

$$\alpha_{DE}=2*0.0165/0.55=0.06$$

$$\alpha_{CD}=2*0.0735/2.45=0.06$$

Ecuaciones del trazado de cordones en dirección principal (dirección Y)

1º-Ecuaciones del trazado Pórtico Interior Parabólico:

$$e(x) = Ax^2 + Bx + C$$

$$e'(x) = 2Ax + B$$

$$e''(x) = 2A$$

Condiciones de contorno

X=0 ; e(0)=0.045

X=L/2; e(L/2)=-0.045

X=L/2; e'(L/2) = 0

e(0)=0.045=C

e(L/2)=A*L²/4+B*L/2+0.045=-0.045

e'(L/2)= A*L+B=0

$$e(x = L/2) \rightarrow A(L/2)^2 + B * \frac{L}{2} + 0.045 = -0.045$$

$$e'(x = L/2) \rightarrow 2A * \frac{L}{2} + B = 0$$

L=6m; e=-0.045m

B= - 0.06

A= 0.01

$$e(x) = 0.01x^2 - 0.06x + 0.045$$

2º-Ecuaciones del trazado Pórtico Exterior Parabólico:

$$e(x) = Ax^2 + Bx + C$$

$$e'(x) = 2Ax + B$$

$$e''(x) = 2A$$

Condiciones de contorno

X=0 ; e(0)=0

X=L/2; e(L/2)=-0.045

X=L; e(L) =0.045

A=0.0075

B=-0.0225

e(0)=0=C

e(L/2)=A*L²/4+B*L/2=-0.045

e(L)= A*L²/4+B*L/2=0.045

$$e(x) = 0.0075x^2 - 0.0375x$$

Resumen de trazados.

Dirección Y. Pórtico exterior

e(x), 0 a 0.325	-0.04615	x ² 0	x 0
e(x), 0.326 a 5.45	0.0075	x ² -0.0375	x 0
e(x), 5.46 a 6.55	-0.094	x ² 0	x 0.045
e(x), 6.55 a 11.45	0.01	x ² -0.06	x 0.045

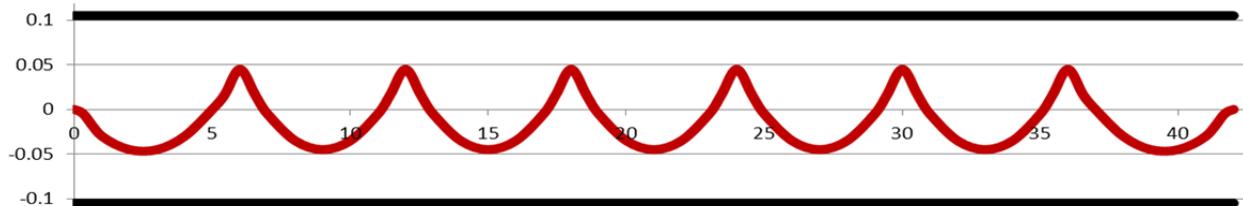


Imagen 52.Ecuación del trazado en Y. Pórtico exterior7 vanos

Dirección Y. Pórtico interior

e(x), 0 a 0.325	-0.04615	x ² 0	x 0
e(x), 0.326 a 5.45	0.0075	x ² -0.0375	x 0
e(x), 5.46 a 6.55	-0.094	x ² 0	x 0.045
e(x), 6.55 a 11.45	0.01	x ² -0.06	x 0.045

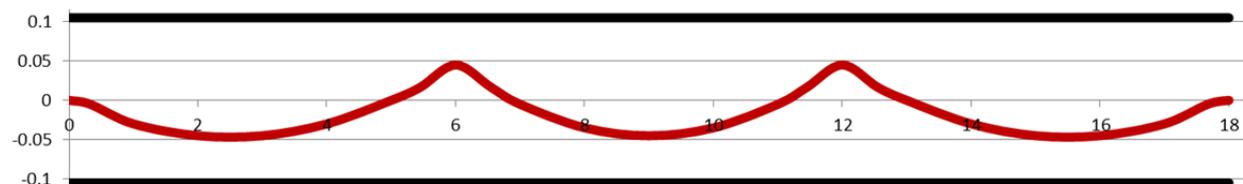


Imagen 53.Ecuación del trazado en Y . Pórtico interior 3 vanos

• **Ecuaciones del trazado de cordones en Dirección X**

Se trata de 4 vanos de 5m cada uno proponiéndose tesar a ambos lados.

$L1+L2 = Ly/2=5/2=2.5m$ $e1=-0.025m$
 $L1=0.55m$ $e2=En\ función\ del\ tramo$
 $L2=1.95m$ $e3=0.025m$

Tramo AB
 $e_{AB}=(0.325*0.025)/2.5 =0.00325$ $\alpha_{AB}=2*0.00055/0.55=0.02$
 Tramo BC
 $e_{BC}=(0.025-0.00055)=0.0195$ $\alpha_{BC}=2*0.0195/1.95=0.02$
 Tramo DE
 $e_{DE}= (0.55*0.05)/2.5= 0.011$ $\alpha_{DE}=2*0.011/0.55=0.04$
 Tramo CD
 $e_{CD}= 0.05-0.011=0.039$ $\alpha_{CD}=2*0.039/1.95=0.04$

Ecuaciones del trazado de cordones en dirección X.

1º-Ecuaciones del trazado Pórtico Interior Parabólico:

Condiciones de contorno

$X=0 ; e(0)=0.025$ $e(0)=\mathbf{0.045=C}$
 $X=L/2 ; e(L/2)=-0.025$ $e(L/2)=A*L^2/4+B*L/2+0.025=-0.025$
 $X=L/2 ; e'(L/2) =0$ $e'(L/2)= A*L+B=0$

$$e(x = L/2) \rightarrow A(L/2)^2 + B * \frac{L}{2} + 0.025 = -0.025$$

$$e'(x = L/2) \rightarrow 2A * \frac{L}{2} + B = 0$$

$L=5m; e=0.025m$
 $B= - 0.04$
 $A= 0.008$

$$e(x) = \mathbf{0.008x^2 - 0.04x + 0.025}$$

2º-Ecuaciones del trazado Pórtico Exterior Parabólico:

Condiciones de contorno

$X=0 ; e(0)=0$ $e(0)=\mathbf{0=C}$
 $X=L/2 ; e(L/2)=-0.025$ $e(L/2)=A*L^2/4+B*L/2=-0.025$
 $X=L ; e(L) =0.025$ $e(L)= A*L^2/4+B*L/2=0.025$

$A=0.006$
 $B=-0.025$

$$e(x) = \mathbf{0.006x^2 - 0.025x}$$

Dirección X. Vano interior – exterior

$e(x), 0\ a\ 0.325$	-0.0307	$x^2\ 0$	$x\ 0$
$e(x), 0.326\ a\ 4.45$	0.006	$x^2\ -0.025$	$x\ 0$
$e(x), 4.45\ a\ 5.55$	-0.04628	$x^2\ 0$	$x\ 0.025$
$e(x), 5.55\ a\ 9.45$	0.008	$x^2\ -0.04$	$x\ 0.025$

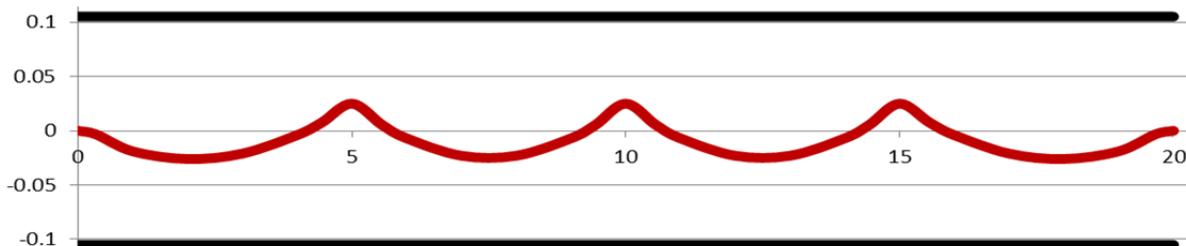


Imagen 54 Ecuación del trazado en X. Pórtico exterior 4 vanos.

6.2.2. Pérdidas del pretensado a lo largo del trazado.

2.A. Pérdidas instantáneas

$$\mu=0.06 \quad k=0.0005\text{m}^{-1} \quad \frac{k}{\mu}=0.008$$

2.A.1- Pérdida por rozamiento Dirección Y

Las pérdidas por rozamiento se calcularán a partir de la formulación de Coulomb;

$$P1 = P0(1 - e^{-(\mu\alpha(x)+kx)}) \quad \text{Ecuación 120}$$

Conociendo el trazado, y siendo $\alpha(x)=e'(x)$.

Dirección y. Tesado trazado Pórtico exterior. L_{total}= 42m; P₀=1197kN

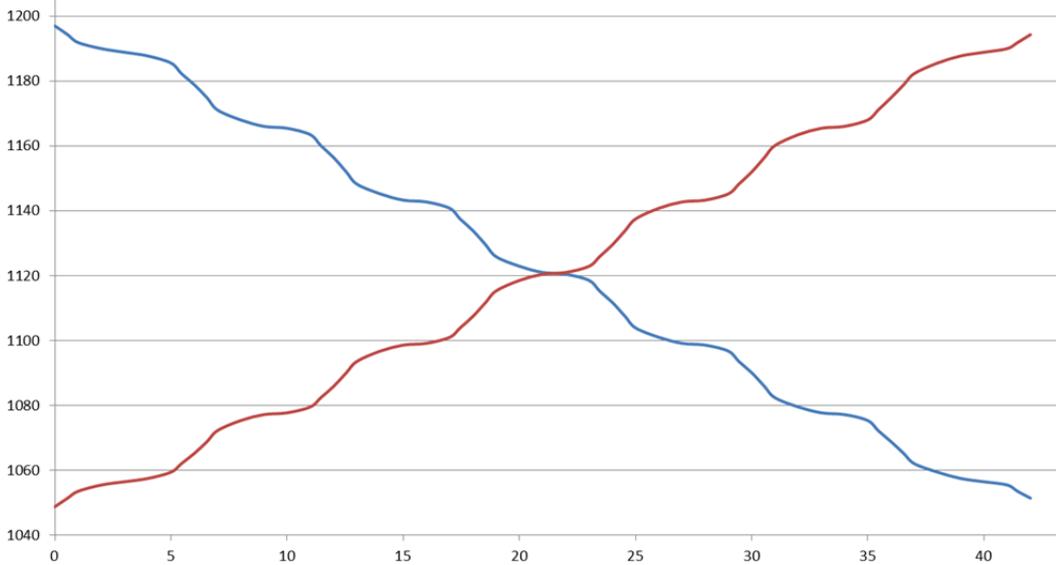


Imagen 55 Pérdidas por rozamiento. Tesado por los dos extremos.

Si se tesan los cordones solo de un extremo a lo largo de toda su trayectoria (42m), las pérdidas producidas son algo superiores a las estimadas, alrededor del 13% P₀.

Si por el contrario se tesan los cordones por ambos lados las pérdidas por rozamiento se reducen drásticamente. Pérdidas=1200-1050=150kN

Siendo ΔP₁ algo menos del 7% P₀. Aunque es cierto que el tesado por dos extremos encarecería la solución, prefiriéndose asumir una pérdida por rozamiento mayor por el momento.

Dirección y. Tesado trazado Pórtico interior. L_{total}= 18m; P₀=1795kN

$$\Delta P1 = P0(1 - e^{-(\mu\alpha+kx)})$$

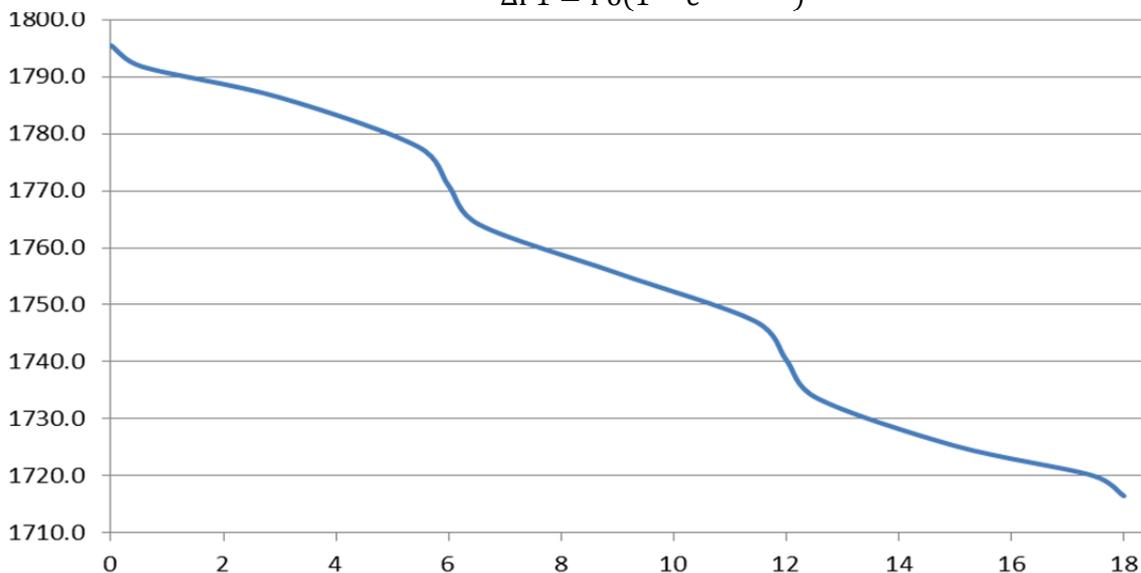


Imagen 56. Pérdidas por rozamiento en dirección Y. trazado de 3 tramos. tesado desde un extremo

2.A.1-Perdida por rozamiento Dirección X

Tesado trazado Pórtico exterior. L_{total}= 20m; Po=2594kN

$$\Delta P1 = P_o(1 - e^{-(\mu\alpha+kx)})$$

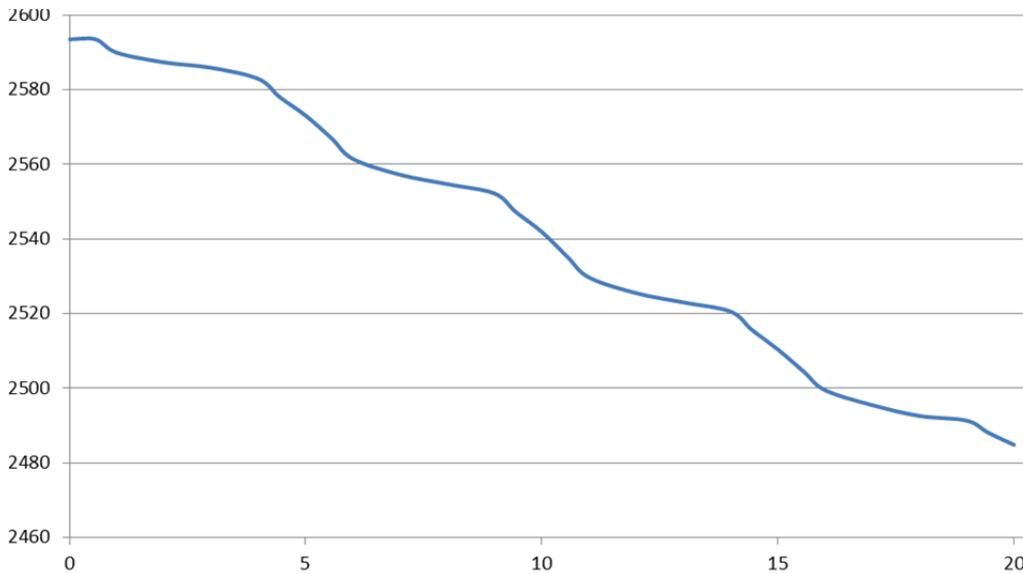


Imagen 57. Pérdidas por rozamiento en dirección X. trazado de 4 tramos . Tesado desde 1 extremo

2.A.2-Perdidas por empotramiento de cuñas

Estas pérdidas se ven contrarrestadas en a lo largo del tendón por el rozamiento con la vaina. Quedando estas pérdidas concentradas en una longitud L_m.

Como:

$$\sigma = E * \epsilon \text{ Ecuación 121 ; } \sigma = \frac{N}{A} \text{ Ecuación 122; } N = \epsilon * A_p * E_p \text{ Ecuación 123,}$$

si consideramos $\epsilon = a/l_m$ Ecuación 124 ; a= penetración por cuña.

$$\Delta P2 = 2a E_p A_p / L_m \text{ Ecuación 125}$$

$$l_m = \frac{a * E_p * A_p}{P_o(1 - e^{-(\alpha\mu + kx)})} \text{ Ecuación 126}$$

$$l_m = \frac{a * E_p * A_p}{P_o(1 - e^{-\alpha(\mu + \frac{k}{\alpha}x)})} \text{ Ecuación 127; Donde } x=la \text{ y } \alpha = e'(la)$$

Tantaremos con una longitud la hasta que esta se equipare a l_m, para verificar que se ha encontrado el punto en el que se igualan las pérdidas.

• Pérdidas en Y Pórtico Exterior

$$l_m = \frac{4\text{mm} * 190000\text{N/mm}^2 * (6 * 140\text{mm}^2)}{1197\text{kN} * [1 - e^{-0.06(\alpha + 0.008la)}]} \text{ Ecuación 128}$$

$$l_m = 0.533\text{kNm} / 1 - e^{-0.06(\alpha + 0.008la)}$$

$$\text{Para } L_a=12\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(12)=0.539 \rightarrow l_m=14.18\text{m}$$

$$\text{Para } L_a=13\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(13)=0.628 \rightarrow l_m=12.35\text{m}$$

$$\text{Para } L_a=13\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(12.8)=0.61 \rightarrow l_m=12.9\text{m}$$

$$\Delta P2(x = 0) \rightarrow 2\Delta P1(x = la) \rightarrow 2P_o(\mu\Sigma\alpha + kxm)$$

$$\text{En } l_a=13\text{m } \Delta P1=51.7\text{kN} \rightarrow \text{En } x=0 \rightarrow \Delta P2=103\text{kN}$$

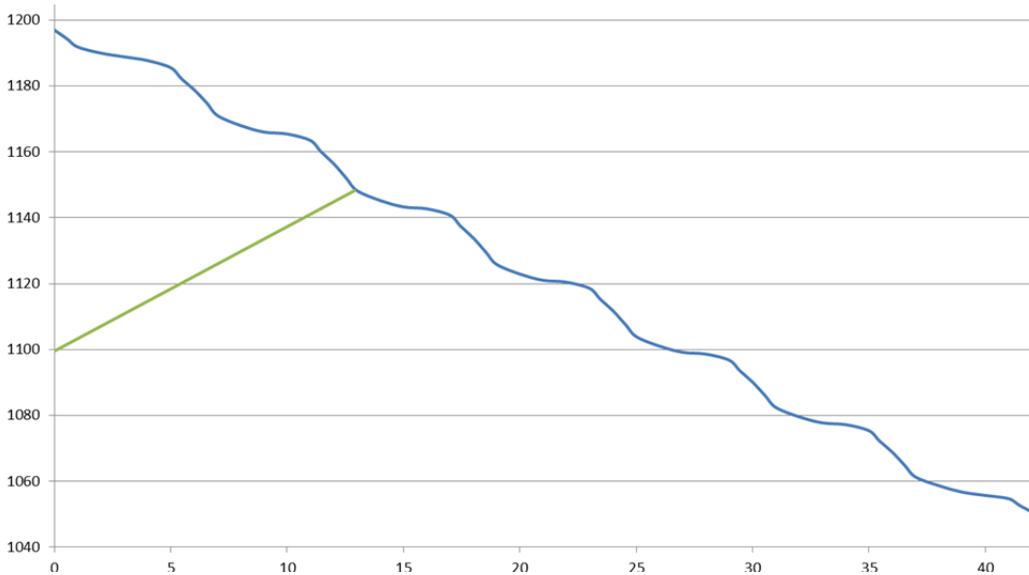


Imagen 58. Perdidas empotramiento de cuña. D.X

Pórtico interior

$$l_m = \frac{4\text{mm} * 190000\text{N/mm}^2 * (9 * 140\text{mm}^2)}{1795\text{kN} * [1 - e^{-0.06(\alpha + 0.008la)}]}$$

$l_m = 0.533\text{kNm} / 1 - e^{-0.06(\alpha + 0.008la)}$

Para $l_a = 12\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(12) = 0.539 \rightarrow l_m = 14.18\text{m}$

Para $l_a = 13\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(13) = 0.628 \rightarrow l_m = 12.35\text{m}$

Para $l_a = 13\text{m} \rightarrow \Sigma\alpha(12.8) = 0.61 \rightarrow l_m = 12.9\text{m}$

$$\Delta P_2(x = 0) \rightarrow 2\Delta P_1(x = l_a) \rightarrow 2Po(\mu\Sigma\alpha + kxm)$$

En $l_a = 13\text{m} \Delta P_1 = 77.6\text{kN} \rightarrow \text{En } x=0 \rightarrow \Delta P_2 = 155.2\text{kN}$

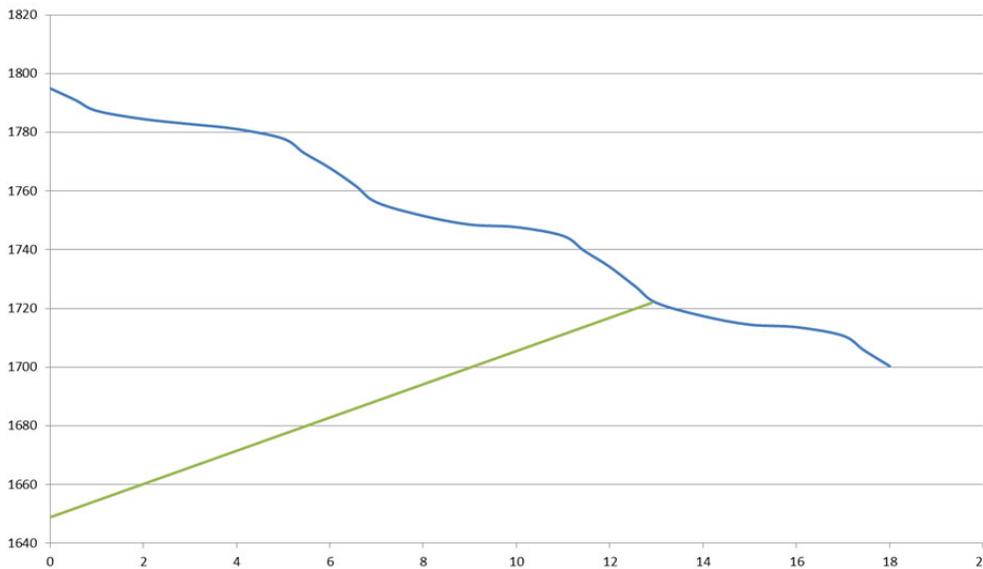


Imagen 59. Perdidas empotramiento de cuña. D.X

- **Pérdidas en X**

Pórtico interior

De igual forma que para la dirección y, se busca de forma iterativa el valor de la para el cual l_m es igual. $l_a = 15.5\text{m}$.

$$\Delta P_2(x = 0) \rightarrow 2\Delta P_1(x = l_a) \rightarrow 2Po(\mu\Sigma\alpha + kxm)$$

En $l_a = 15.5\text{m} \Delta P_1 = 89.6\text{kN} \rightarrow \text{En } x=0 \rightarrow \Delta P_2 = 190\text{kN}$

2.A.3-Perdidas por acortamiento elástico

$$\Delta\sigma = \sigma_{cp} * \frac{n-1}{2n} * \frac{E_p}{E_{c,j}} * A_p \quad \text{Ecuación 129}$$

$E_p=190000\text{N/mm}^2$

$E_{c,j}$ $j=5$ días, endurecimiento rápido($s=0.2$) con árido cuarcitas($\alpha=1$) y $f_{ck,j} = 22.8\text{N/mm}^2$

$E_{c,j} = 26324 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{cp} = -\frac{(P_o-\Delta P1-\Delta P2)}{A_c} - \frac{(P_o-\Delta P1-\Delta P2)e^2}{I_c} - \frac{M_{pp}e}{I_c} \quad ; \text{ con } A_c=I_p*0.21$$

(En $x=0$, $\Delta P1=0$, $\Delta P2=\text{máximo}$) $e(0)=0$

$$\sigma_{cp} = -\frac{(P_o-\Delta P1-\Delta P2)}{A_c} \quad \text{Ecuación 130}$$

(En $x=L/2$, $\Delta P1 \neq 0$, $\Delta P2=0$)

$$\sigma_{cp} = -\frac{(P_o-\Delta P1-\Delta P2)}{A_c} - \frac{(P_o-\Delta P1-\Delta P2)e^2}{I_c} - \frac{M_{pp}e}{I_c} \quad \text{Ecuación 131}$$

$$\Delta P_{inst}=\max(\Delta P1; \Delta P2)+ \Delta P3 \quad \text{Ecuación 132}$$

$n=2$ (los tendones se tesan dos a dos, simétricamente)

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS					
Dirección Y	Pórtico interior	Pórtico exterior	Dirección X	Pórtico interior	Pórtico exterior
nº cordones	9	6	nº cordones	13	9
Po	1,796kN	1,197kN	Po	2,594kN	1,796kN
ΔP1, centro de vano central	50kN	103kN	ΔP1, centro de vano central	101kN	70kN
	2.78%	8.57%		3.90%	3.90%
ΔP2	161kN	100kN	ΔP2	179kN	124kN
	8.98%	8.37%		6.89%	6.89%
σcp, apoyo	3.11N/mm ²	1.04N/mm ²	σcp, apoyo	3.83N/mm ²	1.33N/mm ²
σcp, centro de vano	3.33N/mm ²	1.04N/mm ²	σcp, centro de vano	3.96N/mm ²	1.37N/mm ²
ΔP3,apoyo	7.1kN	1.6kN	ΔP3,apoyo	12.6kN	3.0kN
	0.39%	0.13%		0.49%	0.12%
ΔP3, centro de vano	7.6kN	1.6kN	ΔP3, centro de vano	12.6kN	3.0kN
	0.42%	0.13%		0.49%	0.12%
P,i. (x=0)	1,627kN	1,095kN	P,i (x=0)	2,402kN	1,669kN
P,i (x=L/2)	1,746kN	1,094kN	P,i (x=L/2)	2,492kN	1,725kN
Ac,=	5.25E-01mm ²	1.05E+00m ²	Ac=	6.30E-01mm ²	1.26E+00m ²
Ic=I_p*0.21³/12	4.63E+09mm ⁴	2.32E+09m ⁴	Ic=I_p*0.21³/12	3.86E+09mm ⁴	1.93E+09m ⁴
M_{pp}=	35.37kNm	35.37kNm	M_{pp}=	-42.45kNm	-42.45kNm

Tabla 87. Perdidas instantáneas

2.B.Pérdidas Diferidas

$$\Delta d_{if} = \frac{\text{Deformaciones}}{\text{Coacciones}} A_p = \frac{\text{Fluencia+retracción+relajación}}{1+\text{materiales+geometria+edad del hormigón}} * A_p \quad \text{Ecuación 133}$$

$$\Delta d_{if} = \frac{n\phi(t,t_0)*\sigma_{cp}+E_p*\epsilon_{cs}(t,t_0)+0.8\Delta\sigma_{pr}}{1+n\frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c*y_p^2}{I_c}\right)(1+\chi\phi(t,t_0))} * A_p \quad \text{Ecuación 134}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{c,j}} = \frac{190000}{26432} = 7.21 \quad \text{Ecuación 135}$$

σ_{cp} =Se tomarán los valores de la tabla 87

$\Delta\sigma_{pr}$ = $\rho_f P_{ki}/A_p$; donde $\rho_f=0.7*f_{max}=0.02$

Retracción hormigón

Humedad relativa (HR, en %):60%

Tipo de endurecimiento del cemento: Rápido

Edad del hormigón en el inicio de la retracción (t_s , en días) 5días

Edad del hormigón en el instante de evaluación de la retracción (t , en días)

Espesor medio (e , en mm): 210

Retracción de secado (ϵ_{cs}): 4.85 e-04

Retracción autógena (ϵ_{ca}): 5 e-05

Retracción total: 5.35 e-04

Fluencia hormigón

Área sección de hormigón (A_c , en mm²): 1260000mm²

Perímetro en contacto con el ambiente (u , en mm): 12000mm

Resistencia característica a los 28 días (f_{ck} , en Mpa): 30MPa

Resistencia media a los 28 días (f_{cm} , en Mpa): 38 MPa

Humedad relativa (HR, en %): 60%

Edad del hormigón en el momento de puesta en carga (t_0 , en días) 5

Edad del hormigón en el instante de evaluación (t , en días) 10

Espesor medio (e , en mm): 210

Coefficiente fluencia (t,t_0): 2.91

Como se ha visto antes, las pérdidas instantáneas más desfavorables suceden en el apoyo inicial y no en el centro de vano, es decir, las pérdidas por penetración de cuña son superiores a las de rozamiento de media, por eso se calcula para P_{ki} en $x=0$.

$\epsilon_{cs}(t=\infty)=$	5.35E-04	$\rho_f =$	0.02
$\phi(t=\infty)=$	2.91	$\chi =$	0.8
$E_{c,j} =$	26324N/mm²	$n =$	7.22
$E_p =$	190000N/mm²		

Dirección Y	Pórtico interior	Pórtico exterior	Dirección X	Pórtico interior	Pórtico exterior
σ_{cp}	1.55N/mm ²	2.09N/mm ²	σ_{cp}	1.91N/mm ²	2.65N/mm ²
P_{ki}	1,627kN	1,095kN	P_{ki}	2,402kN	1,669kN
A_p	1,260mm ²	840mm ²	A_p	1,820mm ²	1,260mm ²
$\Delta\sigma_{pr}$	25.82N/mm ²	26.08N/mm ²	$\Delta\sigma_{pr}$	26.40N/mm ²	26.49N/mm ²
Y_p	90mm	90mm	Y_p	50mm	50mm
$A_{c,y}$	1050000mm ²	525000mm ²	$A_{c,x}$	1260000mm ²	630000mm ²
I_c	4.63E+09mm ⁴	2.32E+09mm ⁴	I_c	3.86E+09mm ⁴	1.93E+09mm ⁴
$\Delta P, dif$	180kN	126kN	$\Delta P, dif$	279kN	207kN
	10.05%Po	10.52%Po		10.75%Po	11.52%Po

Tabla 88. Pérdidas Diferidas

RESUMEN DE PÉRDIDAS

Dirección Y. Pórtico Exterior	$\Delta P1$	$\Delta P2$	$\Delta P3$	$\Delta P, dif$	$\Delta P, tot$
x=0	0.00%	8.37%	0.13%	10.52%	19.02%
x=27	8.57%	0.00%	0.13%	10.52%	19.22%
x=42	12.81%	0.00%	0.13%	10.52%	23.47%
Dirección Y. Pórtico Interior					
x=0	0.00%	8.98%	0.39%	10.05%	19.42%
x=9	0.00%	5.85%	0.39%	10.05%	16.29%
x=18	5.87%	0.00%	0.42%	10.05%	16.34%
Dirección X. Pórtico Exterior					
x=0	0.00%	6.89%	0.17%	11.52%	18.57%
x=17.5	3.90%	0.00%	0.17%	11.52%	15.59%
x=20	4.24%	0.00%	0.17%	11.52%	15.92%
Dirección X. Pórtico interior					
x=0	0.00%	6.89%	0.49%	10.75%	18.12%
x=17.5	3.90%	0.00%	0.49%	10.75%	15.13%
x=20	4.24%	0.00%	0.49%	10.75%	15.47%

Tabla 89. Resumen de pérdidas de postesado

Con las pérdidas de pretensado intuidas en el proceso de predimensionado, hemos obtenido los siguientes valores. Puede verse como las pérdidas reales son del orden entre un 5-3% inferiores a las que habíamos intuido, consiguiendo en algunas zonas de la losa balanceados superiores al 100%

Podemos ver como en el vano exterior en dirección Y, sí que se ajusta bastante al tanteo. Esto ocurre debido a que este pórtico es muy largo produciéndose pérdidas instantáneas por rozamiento algo más elevadas de lo previsto. Como se vio anteriormente esto podía resolverse tesando por ambos extremos, equiparando así este pórtico con el resto, en cuanto a porcentaje de pérdidas se refiere.

De cualquier manera queda claro que se podría afinar algo más el número de cordones necesarios, pudiendo reducir hasta 1 cordón en algunos vanos. Sin embargo no se va a recalcularse el cálculo, dando por aceptable la solución adoptada. **Pueden verse todos los cálculos de pérdidas de los distintos pórticos en el ANEJO 6.1 de este documento.*

6.2.3. Cargas equivalentes de pretensado.

Al ser cordones no adherentes no existe fuerza de rozamiento. $-t = -\mu \cdot n = 0$

$$n = Pe''(x) \rightarrow n = 2A \cdot P \rightarrow$$

Tramo apoyo extremos $ny = -0.0924 \cdot 1197$ $nx = -0.037 \cdot 1796$

Tramo centro vano extremo $ny = 0.150 \cdot 1197$ $nx = 0.006 \cdot 1796$

Tramo apoyo interior $ny = -0.188 \cdot 1795$ $nx = -0.00924 \cdot 2594$

Tramo centro vano intermedio $ny = 0.020 \cdot 1795$ $nx = 0.016 \cdot 2594$

Aunque el trazado es parabólico se hará una simplificación suponiendo cargas equivalentes constantes a lo largo de los puntos de inflexión del trazado.

Además el trazado fue dispuesto de manera que comenzase con un tramo horizontal, para evitar la componente vertical en los apoyos, evitando que se aumenten los esfuerzos verticales en los soportes, lo cual produciría un aumento de las cargas en cimentación, y probablemente hiciese esta solución poco competitiva en relación a las calculadas anteriormente.

De esta forma las cargas equivalentes auto equilibradas quedan de la siguiente forma.

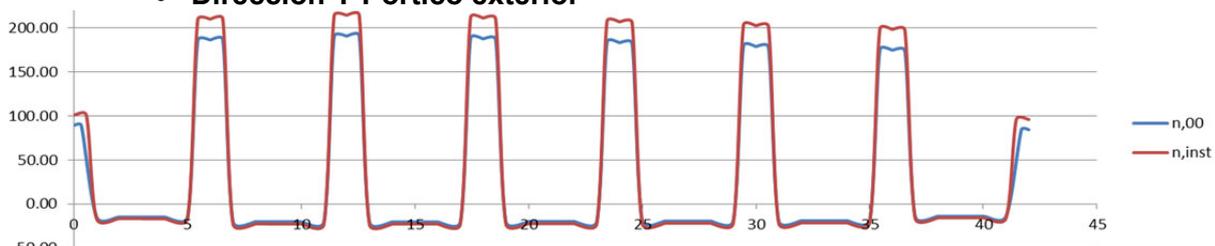
• Dirección Y Pórtico exterior


Imagen 60. Cargas equivalentes en pórtico exterior dirección y.

Ley de axiles depende de la carga en función de x , del tiempo, y del Angulo de los cordones.

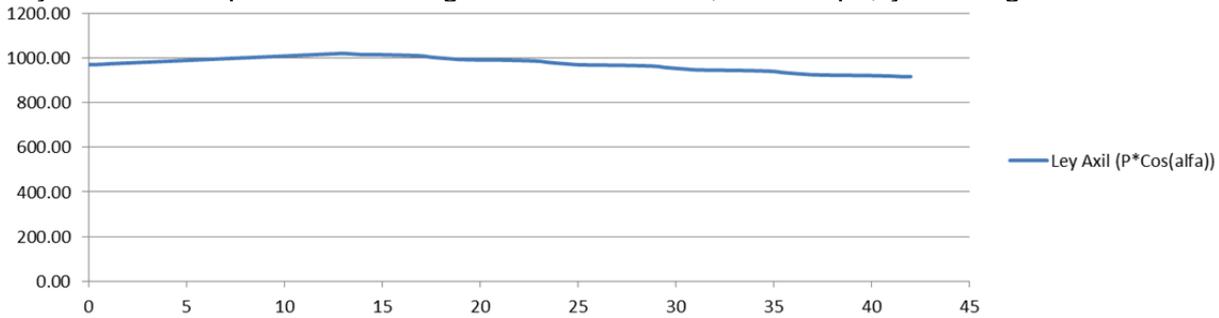


Imagen 61. Ley axil

Ley de axiles. $N = P(x, t) * \cos(\alpha)$ Ecuación 136

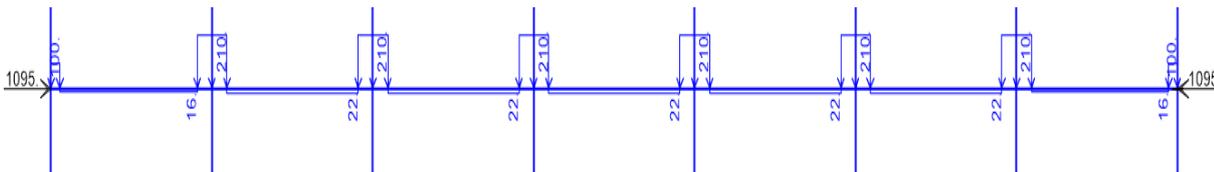


Imagen 62. Cargas equivalentes. En P.Y ext

Simplificación Cargas equivalentes. (pretensado, inst)

Los momentos isostáticos que generan estas cargas debido a su excentricidad con el centro de gravedad de la pieza, a partir de la ecuación:

$$M^I = P(x, t) * e * \cos(\alpha) \quad \text{Ecuación 137}$$

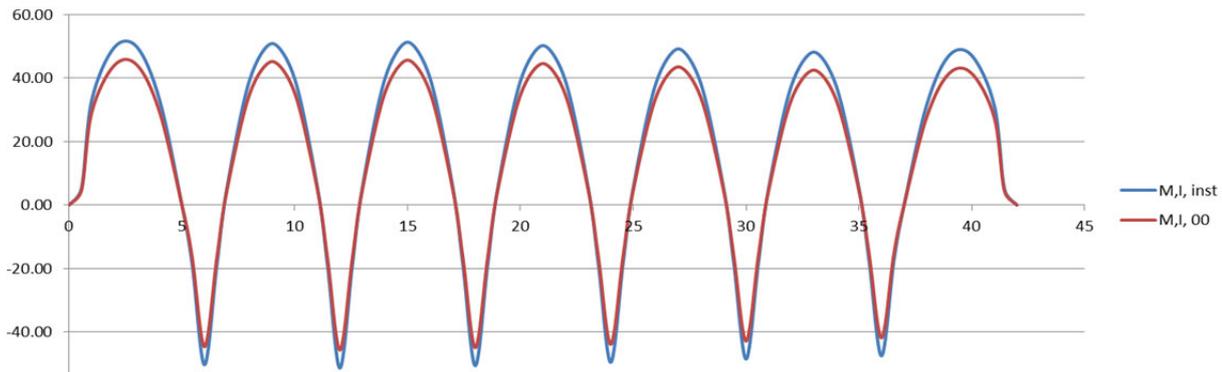


Imagen 63. Ley de Momentos isostáticos de Postesado

Momentos isostáticos debidos a excentricidad de trazado. Pórtico exterior dirección y.

$$M, \text{tot} = M^I + M^{II} \quad \text{Ecuación 138}$$

Aplicando las cargas equivalentes a una barra de sección equivalente al pórtico virtual, obtendremos los momentos totales.

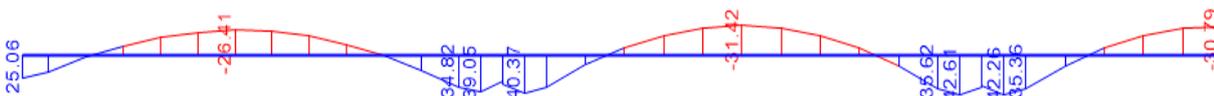


Imagen 64. Ley de Momentos totales de postesado. Solo se muestra la mitad del pórtico(Simétrico)

Momentos de pretensado instantáneo

M,a=25kNm M,cv =26kNm M,a=40kNm M,cv=31kNm Ma=42kNm M,cv=30.7kNm Ma=42kNm

Tiempo,oo

M,a=22kNm M,cv =23kNm M,a=36kNm M,cv=28.75kNm Ma=39kNm M,cv=28kNm Ma=38 kNm

El resto de vanos a estudiar pueden encontrarse calculados en **ANEJO 6.2.1**

6.2.4. Análisis estructural mediante el método directo.

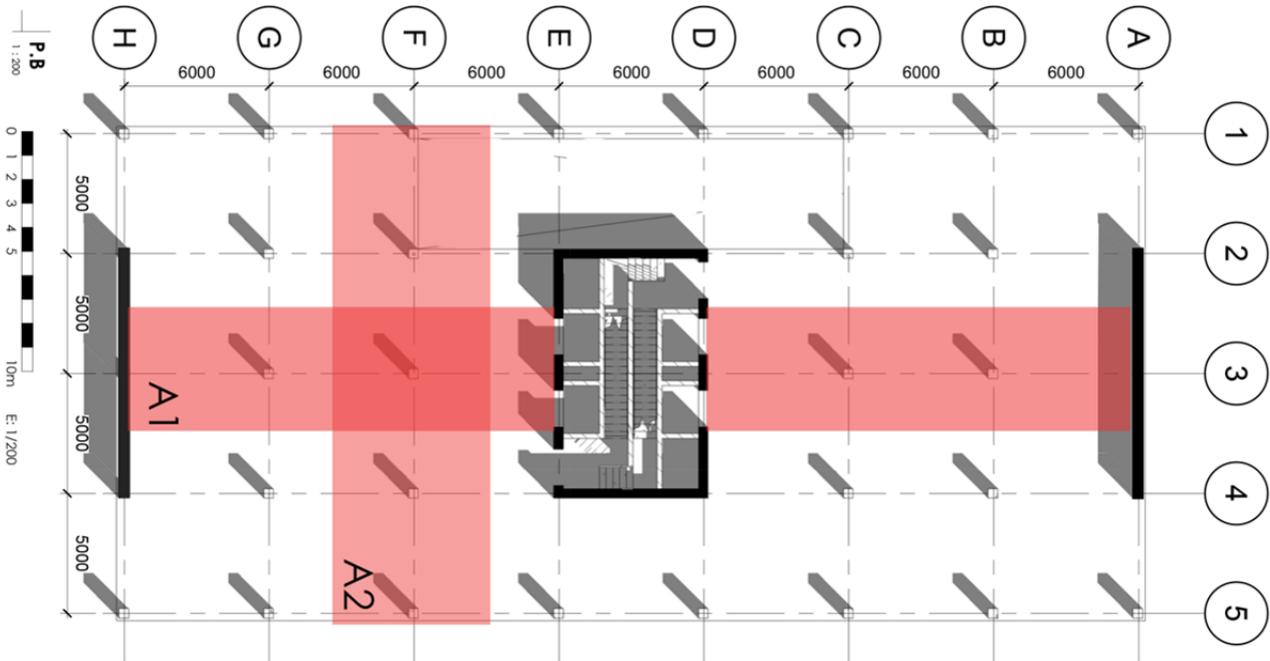


Imagen 65. Planta marcando Pórticos Virtuales

Planta tipo marcando pórticos virtuales.

Corrección de rigidez de pilares.

b,pilar. C1=	0.45	m	min(b,pilar;h,fdo) x=	0.21	m
L1 (lado mayor)	6	m	mayor(b,pilar;h,fdo) y=	0.45	m
L2 (lado menor)	5	m	L,pilar	3.36	m
fck	30	N/mm2			
Ec	28577	N/mm2			
$C=(1-0.63x/y)x^3y/3=$				9.81E-04	
$Kt=\sum [(9EC*C)/(L2(1-c2/L2)^3)]$				66.94	
2 pilares			→	133.89	
$Kc=2*(4*E*I_p/L,p)$				232.51	
$1/Keq=1/Kt + 1/Kc=$				0.01	
(Rigidez del pilar equivalente)Keq=				84.96	
$L,eq= 2*4*EC*I_p/Keq$				9.195	m

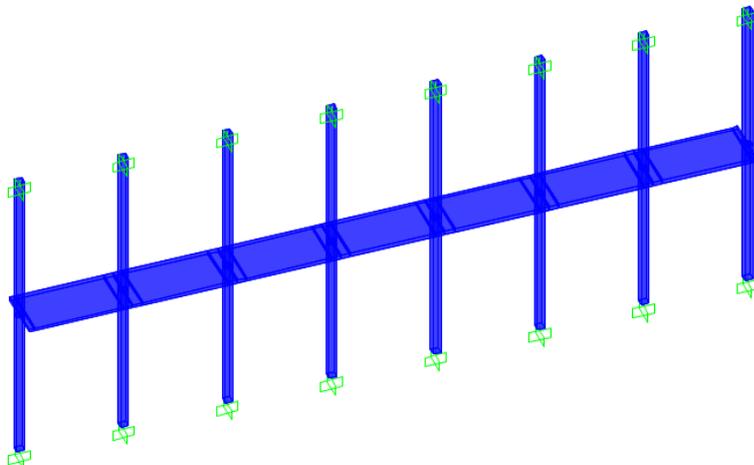
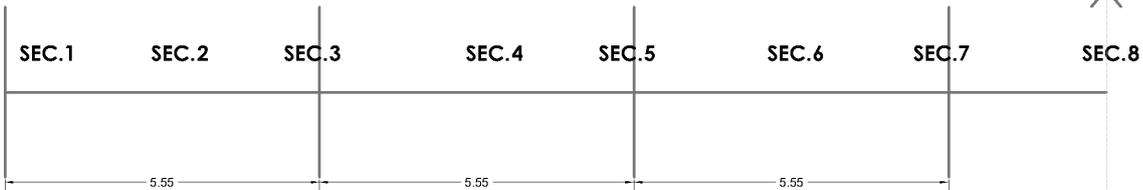


Imagen 66. Pórtico Virtual

DIRECCIÓN Y. A.1



DIRECCIÓN X. A.2

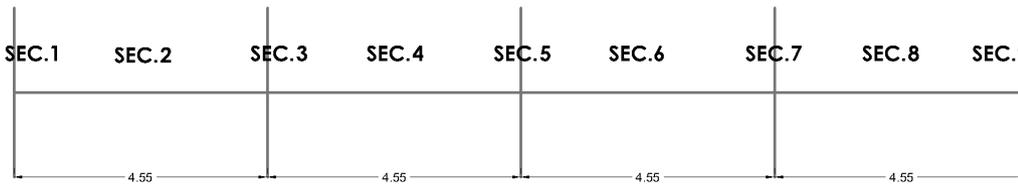


Imagen 67. Bandas de Pórtico Virtual

Cargas en pórticos internos

X			y		
Lp=	6.00 m		Lp=	5.00 m	
Ly=	4.55 m		Ly=	5.55 m	
PP	31.5 kNbanda/m		PP	26.25 kNbanda/m	
CM	17.87 kNbanda/m		CM	14.89 kNbanda/m	
SU	18 kNbanda/m		SU	15 kNbanda/m	
CP	31.5 kNbanda/m		CP	26.25 kNbanda/m	
Mo,PP	121.3 kNm		Mo,PP	101.1 kNm	
Mo,CM	68.8 kNm		Mo,CM	57.33 kNm	
Mo,SU	69.31 kNm		Mo,SU	57.75 kNm	
Mo,CP	121.3 kNm		Mo,CP	101.1 kNm	

Cargas en pórticos Externos

X			y		
Lp=	3.00 m		Lp=	2.50 m	
Ly=	4.55 m		Ly=	5.55 m	
PP	15.75 kNbanda/m		PP	13.13 kNbanda/m	
CM	8.934 kNbanda/m		CM	7.445 kNbanda/m	
SU	9 kNbanda/m		SU	7.5 kNbanda/m	
CP	15.75 kNbanda/m		CP	13.13 kNbanda/m	
Mo,PP	60.64 kNm		Mo,PP	50.54 kNm	
Mo,CM	34.4 kNm		Mo,CM	28.67 kNm	
Mo,SU	34.65 kNm		Mo,SU	28.88 kNm	
Mo,CP	60.64 kNm		Mo,CP	50.54 kNm	

METODO DIRECTO

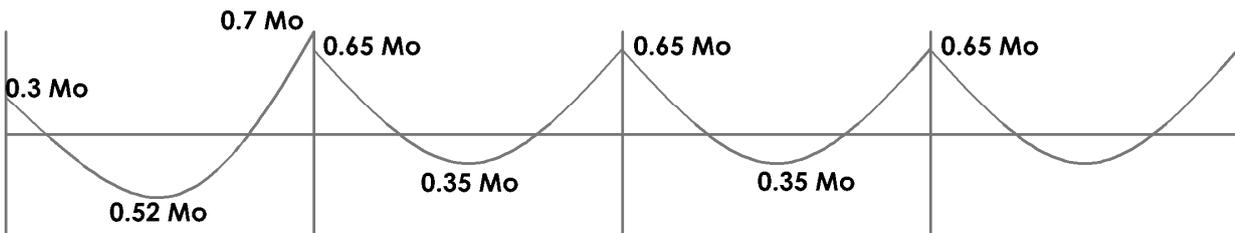


Imagen 68. Distribución de Momentos . Método directo

Los esfuerzos en forjado obtenidos del cálculo de los Pórticos Virtuales se encuentran en el ANEJO 6.2.2.

6.3 Estados Límite Últimos.
RESUMEN ARMADURA ACTIVA

Dirección Y	Pórtico interior	Pórtico exterior	Dirección X	Pórtico interior	Pórtico exterior
nº cordones	9	6	nº cordones	13	9
Ac	1.05E+06m m2	5.25E+05m m2	Ac	1.26E+06m m2	6.30E+05m m2
Ap	1260N/mm 2	840N/mm2	Ap	1820N/mm 2	1260N/mm2
Po=	1,796kN	1,197kN	Po=	2,594kN	1,796kN
P,ik, X=0=	1,627kN	1,095kN	P,ik, X=0=	2,402kN	1,669kN
P,ik, X=L=	1,746kN	1,094kN	P,ik, X=L=	2,492kN	1,725kN
P,dif, x=0=	1,446kN	969kN	P,dif, x=0=	2,123kN	1,462kN
P,nec para 100% balanceo	1,313kN	877kN	P,nec para 100% balanceo	1,969kN	1,352kN
Exceso de tesado	134kN	93kN	Exceso de tesado	155kN	110kN
ΔP,ik	9.40%	8.50%	ΔP,ik	7.38%	7.06%
ΔP,dif	10.05%	10.52%	ΔP,dif	10.75%	11.52%
ΔP,tot	19.44%	19.02%	ΔP,tot	18.12%	18.58%
Dirección Y	Pórtico interior	Pórtico exterior	Dirección X	Pórtico interior	Pórtico exterior
Tensión inicial	1400N/mm2	1400N/mm2	Tensión inicial	1400N/mm2	1400N/mm2
Pérdidas instantáneas. X=0	168.76kN	101.71kN	Pérdidas instantáneas. X=0	191.27kN	126.73kN
Pérdidas instantáneas. X=L	49.84kN	102.53kN	Pérdidas instantáneas. X=L	101.20kN	70.07kN
Tensión max	1360N/mm2	1278N/mm2	Tensión max	1344N/mm2	1344N/mm2
Tensión min	1266N/mm2	1279N/mm2	Tensión min	1295N/mm2	1299N/mm2
Pérdidas diferidas	180kN	126kN	Pérdidas diferidas	279kN	207kN
Tensión min final	1123N/mm2	1129N/mm2	Tensión min final	1142N/mm2	1135N/mm2
Tensión max final	1217N/mm2	1128N/mm2	Tensión max final	1191N/mm2	1180N/mm2

Tabla 90. Resumen de armadura Activa

6.3.1 Flexión

Al estar utilizando tendones no adherentes, la contribución de la armadura activa al momento último puede calcularse sin tener en cuenta el incremento de tensión en la armadura pasiva, que se produce con la deformación de prerotura de la losa.

Del equilibrio seccional y teniendo en cuenta que la armadura pasiva llega a su estado de fluencia obtenemos que el Momento último es

$$Mu = Ap * f_{pd} * dp - 0.5y + As * f_{yd} * d - 0.5y + A's * f_{yd} * 0.5 * y - d' \quad \text{Ecuación 139}$$

$$y = \frac{Ap * f_{pd} + As * f_{yd} - A's * f_{yd}}{f_{cd} * b} \quad \text{Ecuación 140}$$

Si no tenemos en cuenta la armadura pasiva

$$y = \frac{Ap * f_{pd} * n^{\circ} \text{ cordones}}{f_{cd} * b} \quad \text{Ecuación 141}$$

Propiedades geométricas

Canto	210	mm
Ancho	5000	mm
rec. As	30	mm
rec. Ap	60	mm
Ap/ut.	140.00	mm ²

Propiedades Mecánicas

fck	30	N/mm ²
Yc	1.5	
fcd	20	N/mm ²
fypk	1860	N/mm ²
fpy=0.75fypk	1395.00	N/mm ²
Ys	1.15	

fpyd						1213.04	N/mm ²
Dirección Y							
Pórtico exterior				Pórtico interior			
nº cord.	6.00	ut.		nº cord.	9.00	ut.	
dp	150	mm		dp	150	mm	
d'p	105	mm		d'p	105	mm	
y	10.19	mm		y	15.28	mm	
Muap	147.65	KNm		Muap	217.58	KNm	
Dirección X							
Pórtico exterior				Pórtico interior			
nº cord.	9.00	ut.		nº cord.	13.00	ut.	
dp	150	mm		dp	150	mm	
d'p	105	mm		d'p	105	mm	
y	15.28	mm		y	22.08	mm	
Muap	217.58	KNm		Muap	306.79	KNm	

Tabla 91. Flexión resistida por armadura activa

Comprobación de ductilidad:

$$\frac{\Delta\epsilon_p}{d_p - x} = \frac{\epsilon_c}{x} \rightarrow \Delta\epsilon_p = \frac{\epsilon_c(d_p - x)}{x} \quad \text{Ecuación 142}$$

$$\epsilon_p = \frac{P_{oo}}{E_p A_p} + \Delta\epsilon_p \quad \text{Ecuación 143}$$

$$\epsilon_p > \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad \text{Ecuación 144}$$

Dirección Y						Dirección X					
Pórtico exterior			Pórtico interior			Pórtico exterior			Pórtico interior		
nº cord.	6.00	ut.	nº cord.	9.00	ut.	nº cord.	6.00	ut.	nº cord.	13.00	ut.
dp	150	mm	dp	150	mm	dp	150	mm	dp	150	mm
d'p	105	mm	d'p	105	mm	d'p	105	mm	d'p	105	mm
x	12.74	mm	x	19.11	mm	x	15.28	mm	x	22.08	mm
$\Delta\epsilon_p$	0.04	KNm	$\Delta\epsilon_p$	0.02	KNm	$\Delta\epsilon_p$	0.03	KNm	$\Delta\epsilon_p$	0.02	KNm
ϵ_p	>		ϵ_p	0.006		ϵ_p	>		ϵ_p	0.00638	
P _{oo}	969	KN	P _{oo}	1446	KN	P _{oo}	1509	KN	P _{oo}	2193	KN
ϵ_p	0.044		ϵ_p	0.03		ϵ_p	0.0403		ϵ_p	0.02662	

Tabla 92. Comprobación de ductilidad

Se cumple la comprobación.

Para verificar que no es necesario armadura pasiva tendremos que comprobar que el Momento último de pretensado sea mayor que el Momento de cálculo, Md.

Md= Momento de cálculo ponderado, producido por acciones exteriores más M^{II}. Los Momentos Hiperestáticos se han obtenido como M^{II}=M_{tot}-M^I

$$M^{II} = M_{tot} - M^I$$

Los M^I se han calculado en el apartado anterior a partir de la ecuación del trazado y la fuerza de pretensado, mientras que los M_{tot} han sido calculado mediante software aplicándole las cargas equivalentes.

Dirección Y. Pórtico Exterior

Sección	Momentos totales (posteado) M_{pt} (mkN)	P_i (kN)	e (m)	Momento Isostático ($M_i = P_i \cdot e$)	L(m)	Momento Hiperestático ($M_{pt} - M_{iso}$)	M_d (ELU) [mkN]	M_{Ed} ($M_{Ed} = M_d + M_{hip}$)
A	25.00	1095.00	0	0.00	0.00	25.00	-45.00	-20.00
C	-26.00	1107.00	-0.045	-49.82	3.00	23.82	78.10	101.92
E	38.00	1118.57	0.045	50.34	6.00	-12.34	-105.00	-117.34
G	-31.00	1130.20	-0.045	-50.86	9.00	19.86	52.60	72.46
I	36.00	1142.00	0.045	51.39	12.00	-15.39	-98.00	-113.39
K	-28.00	1118.57	-0.045	-50.34	15.00	22.34	52.60	74.94
M	38.00	1130.20	0.045	50.86	18.00	-12.86	-96.00	-108.86
O	-26.00	1142.00	-0.045	-51.39	21.00	25.39	78.10	103.49

Dirección Y. Pórtico Interior

Sección	Momentos totales (postesado) M_{pt} (mkN)	P_i (kN)	e (m)	Momento Isostático ($M_i = P_i \cdot e$)	L(m)	Momento Hiperestático ($M_{pt} - M_{iso}$)	M_d (ELU) [mkN]	M_{Ed} ($M_{Ed} = M_d + M_{hip}$)
A	28.00	1626.73	0	0.00	0.00	28.00	-90.10	-62.10
C	-44.00	1645.47	-0.045	-74.05	3.00	30.05	156.00	186.05
E	64.00	1664.21	0.045	74.89	6.00	-10.89	-210.00	-220.89
G	-48.00	1682.96	-0.045	-75.73	9.00	27.73	105.00	132.73
I	64.50	1701.70	0.045	76.58	12.00	-12.08	-210.00	-222.08
K	-44.00	1700.00	-0.045	-76.50	15.00	32.50	156.00	188.50
M	28.00	1682.00	0.045	75.69	18.00	-47.69	-90.10	-137.79

Dirección X. Pórtico Exterior

Sección	Momentos totales (postesado) M_{pt} (mkN)	P_i (kN)	e (m)	Momento Isostático ($M_i = P_i \cdot e$)	L(m)	Momento Hiperestático ($M_{pt} - M_{iso}$)	M_d (ELU) [mkN]	M_{Ed} ($M_{Ed} = M_d + M_{hip}$)
A	30.90	1462.00	0	0.00	0.00	30.90	-54.00	-23.10
C	-33.00	1474.00	-0.025	-36.85	2.50	3.85	93.70	97.55
E	47.00	1482.00	0.025	37.05	5.00	9.95	-126.00	-116.05
G	-38.00	1490.00	-0.025	-37.25	7.50	-0.75	63.10	62.35
I	49.50	1142.00	0.025	28.55	10.00	20.95	-117.00	-96.05
K	-38.00	1482.00	-0.025	-37.05	12.50	-0.95	63.10	62.15
M	47.00	1490.00	0.025	37.25	15.00	9.75	-117.00	-107.25
O	-33.00	1502.00	-0.025	-37.55	17.50	4.55	93.70	98.25
Q	30.90	1500.00	0.025	37.50	20.00	-6.60	-54.00	-60.60

Dirección X. Pórtico Interior

Sección	Momentos totales (postesado) M_{pt} (mkN)	P_i (kN)	e (m)	Momento Isostático ($M_i = P_i \cdot e$)	L(m)	Momento Hiperestático ($M_{pt} - M_{iso}$)	M_d (ELU) [mkN]	M_{Ed} ($M_{Ed} = M_d + M_{hip}$)
A	15.60	2402.70	0	0.00	0.00	15.60	-108.00	-92.40
C	-25.00	2420.00	-0.025	-60.50	2.50	35.50	187.00	222.50
E	34.20	2431.50	0.025	60.79	5.00	-26.59	-252.00	-278.59
G	-26.00	2443.00	-0.025	-61.08	7.50	35.08	126.00	161.08
I	34.00	2460.37	0.025	61.51	10.00	-27.51	-234.00	-261.51
K	-26.00	2477.66	-0.025	-61.94	12.50	35.94	126.00	161.94
M	34.00	2492.07	0.025	62.30	15.00	-28.30	-234.00	-262.30
O	-25.00	2478.00	-0.025	-61.95	17.50	36.95	187.00	223.95
Q	16.00	2470.00	0.025	61.75	20.00	-45.75	-108.00	-153.75

Tabla 93. Momentos de postesado. Isostáticos, hiperestáticos y Totales

No se supera en ninguna sección el $M_{\text{último}}$ aportado por la armadura activa, por lo que no será necesario implementar el $M_{\text{último}}$ con acero pasivo.

Sin embargo ocurre una cosa curiosa, y es que los momentos M_{ed} , en apoyos deberían ser menores que los momentos M_{d} .

Debido a un mal diseño por mi parte, la excentricidad superior (en sección de apoyo) es demasiado grande en comparación con la excentricidad inferior. Como resultado produce momentos isostáticos mayores que los momentos totales, haciendo que los M_{ed} aumenten en dichas secciones. Esto nos obliga a utilizar mayor cuantía de acero en la cara superior del ábaco.

Cuantía mínima a flexión.

As>	Cuantía geométrica mínima Y			Por cara
	189	mm ² /mm	1Ø12/ c20cm	
	Cuantía mecánica mínima Y			
	Armadura superior			Armadura inferior
	Pilar esquina	Pilar borde	Pilar interior	centro vano
c	450	450	450	
h	210	210	210	210
Lp	2500	2500	5000	5000
L	6000	6000	6000	6000
As>	$0.00075h \cdot l_p / 2$	$0.5 \cdot A_{s,int}$	$7.5e-4 \cdot h \cdot (l_p + 4h)$	$0.0023 \cdot h \cdot b$
(mm ² /mm)	196.875	101.5875	203.175	483
longitud	$b = c + 3h$			$b = L / 3$
(mm)	1080	1080	1080	2000
Opc 1	1Ø16	1Ø12	1Ø16	1Ø12/ c25cm
Opc 2	2Ø12	2Ø8	2Ø12	
	Cuantía mecánica mínima X			
	Armadura superior			Armadura inferior
	Pilar esquina	Pilar borde	Pilar interior	centro vano
c	450	450	450	
h	210	210	210	210
Lp	3000	3000	3000	3000
L	5000	5000	5000	5000
As>	$0.00075h \cdot l_p / 2$	$0.5 \cdot A_{s,int}$	$0.00075 \cdot h \cdot (l_p + 4h)$	$0.0023 \cdot h \cdot b$
(mm ² /mm)	236.25	101.5875	203.175	483
longitud	$b = c + 3h$			$b = L / 3$
(mm)	1080	1080	1080	1666.666667
	3Ø12	1Ø12	1Ø16	1Ø12/ c25cm

Tabla 94. Cuantías mínimas a flexión

Solución de armado pasivo en Forjados:

Se dispondrá una parrilla de armadura en ambas direcciones y caras de #1Ø12/ c20cm.

Ver planos en ANEJO 1.

6.3.2. Comprobación del dimensionado a ELU, en Soportes.

Se comienza con un primer predimensionado en base a las dimensiones de los soportes de los casos anteriores, donde los pilares se agrupan en tres grupos diferentes según las dimensiones de la sección.

- Pilar 60x60 Plantas -2 a P1°
- Pilar 45x45 Plantas 2° a 6°
- Pilar 45x45 Plantas 7° a 12°.

Los esfuerzos de cálculo utilizados en el dimensionamiento se encuentran en el ANEJO

Armado de pilares.

Después de un primer tanteo, se llega a la conclusión que utilizando el mismo hormigón usado hasta ahora fck 30Mpa, las dimensiones de los pilares en sótano comienzan a ser desmesuradas:

Sotanos (1000x700mm) ; +PB-P.2°(900x700mm) Plantas 2-4°(700x700mm); Plantas 4-6° (550x50mm); pilares sobre planta 6°-Planta cubierta (450x450mm).

Es por esto que se decide continuar dimensionando para la obtener resultados de igual ductilidad, pero con hormigones de mayor resistencia para poder disminuir dimensiones de pilares. **A partir de ahora se dimensionarán los pilares con hormigón HA 40Mpa.**

Para poder comparar resultados con los pilares de las otras tipologías deberíamos volver a dimensionarlos con hormigón de las mismas prestaciones resistentes.

Secciones finales:

- P-2° a 2° (700x700mm)
- Plantas 2-6°(600x600mm)
- Plantas 6-10° (550x50mm)
- Pilares sobre planta 10°-Planta cubierta (450x450mm).

A modo de Ejemplo se dimensiona el soporte interior del pórtico C, en su primer tramo en zona de sótanos, sección más solicitada frente esfuerzos axiales. El resto de secciones del pilar ejemplo se encuentran dimensionadas en el ANEJO 6.2.3.

RESUMEN DE PILARES.

Planta	dimensiones	Cuadro de armado		
		Arm. Base	Arm.Cara	Arm. Cortante
Planta 12°	450x450	4Ø16	10Ø16	C4Ø8 c/20cm
Planta 11°	450x450	4Ø16	10Ø16	C4Ø8 c/20cm
Planta 10°	450x450	4Ø16	10Ø16	C4Ø8 c/20cm
Planta 9°	550x550	4Ø20	16Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 8°	550x550	4Ø20	16Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 7°	550x550	4Ø20	16Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 6°	600x600	4Ø25	20Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 5°	600x600	4Ø25	20Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 4°	600x600	4Ø25	20Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 3°	600x600	4Ø25	20Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 2°	600x600	4Ø25	20Ø20	C4Ø8 c/20cm
Planta 1°	700x700	4Ø25	20Ø25	C4Ø8 c/20cm
Planta Baja	700x700	4Ø25	20Ø25	C4Ø8 c/20cm
Planta -1	700x700	4Ø25	20Ø25	C4Ø8 c/20cm
Planta -2	700x700	4Ø25	20Ø25	C4Ø8 c/20cm

Tabla 95. Resumen de pilares Edificio C

PÓRTICO C.

1. Sección 70x70cm (Tramo P-2 a P.2)

1º Material					
Situación	normal				
f _{yk}	500	N/mm	ε _{y,max}	1.00E-02	
f _{ck}	40	N/mm	ε _y	2.17E-03	
f _{yd}	434.8	N/mm	ε _{c,u}	3.50E-03	
f _{cd}	26.67	N/mm			
2º Propiedades de la Sección					
Geométricas			Mecánicas		
h	700	mm	N		kN
b	700	mm	U_o=	12320000	12320
C	40	mm	U _{s1} =	3203200	3203
d	660	mm	U_{s2}=	3203200	3203
d'	40	mm	As ₁ =	7367.36	mm ²
d'/h	0.057		As ₂ =	7367.36	mm ²
3º Esfuerzos			rotura Frágil		
N _d	9686	kN	V	0.74127551	
M _d	340	kNm	μ	0.037172012	
M _{d'}	45	kNm	M _{,min}	339.01	kNm
4º Efectos de segundo Orden (inestabilidad)					
λ _{,x}	20.46	λ _{,y}	20.46	λ _{,INF}	52.52
Efecto de 2ºorden despreciable					
5º Armadura mínima					
U _{s,tot>}	852.2	kN	As _{,min}	1960	mm ²
U _{s,tot>}	968.6	kN	As _{,min}	2227.78	mm ²
U _{s,tot<}	8167	kN	As _{,min}	18783.33333	mm ²
6º Dimensionado de armadura					
As _{,tot=}	7854	mm ²	U _{s,tot=}	3414.774623	kN
Armadura Esquina		4	Ø25		
Armadura caras		20	Ø25		
ω=	0.261				
7º Armadura Cortante					
As _{,cort,real=}	16.96	mm ²	U _{st,tot=}	33.929	kN
Armadura de cortante		3c	Ø6	c/20cm	

Tabla 96. Dimensionado de Pilar 70x70 , 40Mpa.

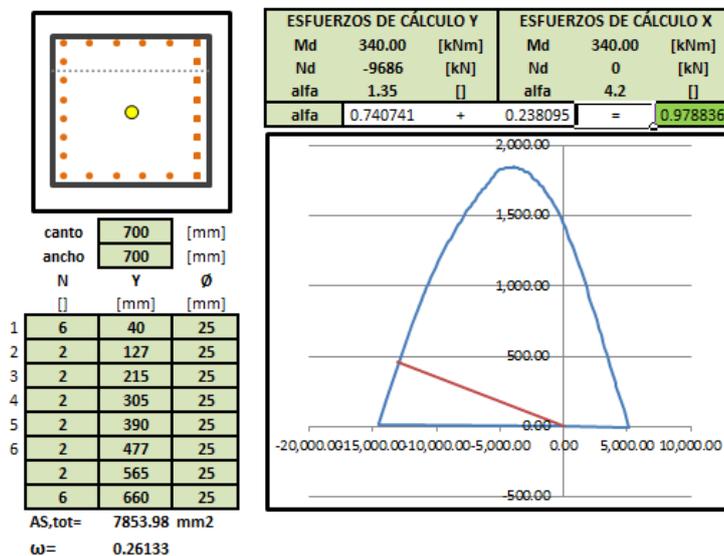


Imagen 69. Armado Pilar Sección 70x70 fck 40MPa Tramo sótanos a planta 2º

6.3.3. Punzonamiento

(Piezas sin armadura de punzonamiento)

$$\zeta_{sd} < \zeta_{rd} \text{Ecuación 145}$$

$$\zeta_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 * d} \text{Ecuación 146}$$

$$F_{sd,ef} = F_{o,d} - F_{,pret} \text{Ecuación 147}$$

$$F_{o,d} = (1.35 * G + 1.5 * Q) \frac{kN}{m^2} * (L1m * L2m)N \text{Ecuación 148}$$

-Pilar Interior ($\beta = 1.15$ soporte interior)

$$F_{od,ef} = 1.15 * (1.35 * (5.25 + 2.975) + 1.5 * 3) kN/m^2 * (6 * 5) m^2 = 538.33 kN$$

-Pilar Borde Dirección X. ($\beta = 1.4$ soporte borde)

$$F_{od,ef} = 1.4 * (1.35 * (5.25 + 2.975) + 1.5 * 3) kN/m^2 * (6 * 2.5) m^2 = 327.7 kN$$

-Pilar Esquina ($\beta = 1.5$ soporte esquina)

$$F_{od,ef} = 1.5 * (1.35 * (5.25 + 2.975) + 1.5 * 3) kN/m^2 * (3 * 2.5) m^2 = 175.5 kN$$

La componente de pretensado que actúa en la zona del pilar es:

$$F_{,pret} = P_{,eff} * e'(x) \rightarrow P_{,eff} * \frac{4f}{l} \text{Ecuación 149}$$

$$F_{,pret} = 2 \left(\frac{n^{\circ} \text{cordones}, x * P_{eff, x} * 4 * f_x}{L_x} + \frac{n^{\circ} \text{cordones}, y * P_{eff, y} * 4 * f_y}{L_y} \right) \text{Ecuación 150}$$

$f_x = 0.05m$; $f_y = 0.09m$; $l_x = 5m$; $l_y = 6m$.

$P_{eff, y}$, Fuerza de pretensado de los cordones en Y en el perímetro crítico de punzonamiento del pilar. $U_o = 2 * \pi * d * 4 * c$

Como todos los cordones en y quedan condensados sobre soportes,

$$P_y = 140 mm^2 * 1123 N/mm^2 = 157 kN$$

P_x , Fuerza de pretensado de los cordones en y en un perímetro crítico.

Como los cordones están distribuidos, el 50% sobre soportes y el otro 50% repartido de forma uniforme, el número de cordones en el perímetro crítico es de 6.

$$P_x = 140 * 1142 = 159.88 kN$$

-Pilar Interior

$$F_{,pret} = 2 \left(\frac{6 * 157 * 4 * 0.05}{5} + \frac{9 * 159.88 * 4 * 0.09}{6} \right) = 248 kN$$

-Pilar Interior

$$F_{,pret} = 2 \left(\frac{9 * 159.88 * 4 * 0.09}{6} \right) + \frac{6 * 157 * 4 * 0.05}{5} = 210.3 kN$$

-Pilar Interior

$$F_{,pret} = \left(\frac{6 * 157 * 4 * 0.05}{5} + \frac{9 * 159.88 * 4 * 0.09}{6} \right) = 124 kN$$

Pilar Interior, $F_{sd} = 290.33 kN$

Pilar Interior, $F_{sd} = 117.4 kN$

Pilar Interior, $F_{sd} = 51.5 kN$

$$U_1 = 4 * L + 2\pi * (2 * d) \text{Ecuación 151}$$

$$\zeta_{rd} = \frac{0.18}{\sigma_c} \varepsilon * (100 * \rho_l * f_{cv})^{\frac{1}{3}} \text{Ecuación 152}$$

$$\zeta_{rd} > \frac{0.075}{\sigma_c} * \varepsilon^{2/3} * f_{cv}^{\frac{1}{2}} \text{Ecuación 153}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_l x \rho_l y} \text{Ecuación 154}$$

$$\rho_x = \frac{A_s}{(l_1 + 6d) * (l_2 + 6d)} \text{Ecuación 155}$$

La armadura pasiva en el ábaco corresponde a una parrilla de armadura en ambas direcciones y caras de #1Ø12/ c20cm.
La armadura activa corresponde a los 9cordones en Y y 6 en X, equivalentes a #1Ø16/ c15cm en la cara superior, de cara al cálculo de las cuantías de acero.

• Punzonamineto Pilar interior

Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
Situación del soporte	Interior	
β	1.15	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,800.00	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	3,843	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	624880	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	1.12	m ²
Área total (A.tot)	30	m ²
Fsd,ef=	290.0	kN
Punzonamiento Sd	0.464	N/mm²

Tabla 97. Punzonamiento Pilar interno

comprobaciones a punzonamiento
1-Bielas de punzonamiento en hormigón 6 N/mm²
 $fc1=0.3*f1cd$ **Verifica**
2-Tensiones Tangenciales

	L+3d	907.78	mm		
	L+6d	1365.56	mm		
Área de influencia	1864755.314	mm ²			
Cara sup	base		refuerzo	área	
L+6d	7Ø	12	10Ø 16	3200	mm ²
L+6d	7Ø	12	10Ø 16	3200	mm ²
Cara inf	base		refuerzo	área	
L+6d	7Ø	12	0Ø		mm ²
L+6d	7Ø	12	0Ø		mm ²
$\rho_x=$	0.00189				
$\rho_y=$	0.00189				
$\rho=\sqrt{(\rho_x+\rho_y)}$	0.00189				
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.45	N/mm²	No necesita armadura de punzonamiento		

• Punzonamiento Pilar borde

Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
Situación del soporte	Borde	
β	1.4	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	1,350.00	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	2,402	mm
Área crítica de punzonamiento(u1*d)	402	mm ²
Superficie área crítica (A.cri)	0.83	m ²
Área total (A.tot)	15	m ²
Fsd,ef=	117.4	kN
Punzonamiento Sd	0.292	N/mm²

Tabla 98. Pilar borde

comprobaciones a punzonamiento
1-Bielas de punzonamiento en hormigón 6 N/mm²
 $fc1=0.3*f1cd$ **Verifica**
2-Tensiones Tangenciales

	L+3d	907.78	m			
	L+6d	1365.56	m			
Área de influencia	1239628.7	mm2				
Cara sup	base			refuerzo	área	
L+3d	5Ø	12		6Ø	16	1771.86 mm2
L+6d	7Ø	12		10Ø	16	2802 mm2
Cara inf	base			refuerzo	área	
L+3d	5Ø	12				mm2
L+6d	7Ø	12				mm2
$\rho_x =$	0.0017					
$\rho_y =$	0.0026					
$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)}$	0.0020					
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.5	N/mm2				
	No necesita armadura de punzonamiento					

• Punzonamiento Pilar Esquina

Lado Largo Soporte	450	mm
Lado Corto Soporte	450	mm
Situación del soporte	Borde	
β	1.4	
uo.Perímetro crítico (Con armd)	900	mm
u1.Perímetro crítico (Sin armd)	1426	mm
Área crítica de punzonamiento($u1*d$)	239	mm2
Superficie área crítica (A.cri)	0.59	m2
Área total (A.tot)	7.5	m2
Fsd,ef=	51.5	kN
Punzonamiento Sd	0.128	N/mm2

Tabla 99. Pilar borde

comprobaciones a punzonamiento

1-Bielas de punzonamiento en hormigón **6** **N/mm2**

$f_{c1} = 0.3 * f_{1cd}$ **Verifica**

2-Tensiones Tangenciales

	L+3d	907.78	m			
	L+6d	1365.56	m			
Área de influencia	1239628.7	mm2				
Cara sup	base			refuerzo	área	
L+3d	5Ø	12		6Ø	16	1771.86 mm2
L+6d	5Ø	12		5Ø	16	1771.86 mm2
Cara inf	base			refuerzo	área	
L+3d	5Ø	12				1771.86 mm2
L+6d	7Ø	12				1771.86 mm2
$\rho_x =$	0.0025					
$\rho_y =$	0.0025					
$\rho = \sqrt{(\rho_x + \rho_y)}$	0.0025					
Punzonamiento máximo Rd sin arm.	0.61	N/mm2				
	No necesita armadura de punzonamiento					

No se requiere armadura de a punzonamiento. Se verifican todos los pares.

6.4 Estados Límite de servicio.
6.4.1 Estado tensional en Servicio.

En este caso, los límites admisibles para las máximas tensiones de tracción y compresión, dependen de los siguientes criterios.

-Máxima tracción en servicio máx:

$$[0.3 * \sqrt[3]{fck, j^2} ; 0.3 * \sqrt[3]{fck, j^2} - (1.6 - h, fdo)] \text{Ecuación 156}$$

-Máxima Compresión en servicio máx:

$$0.6 * fck, j$$

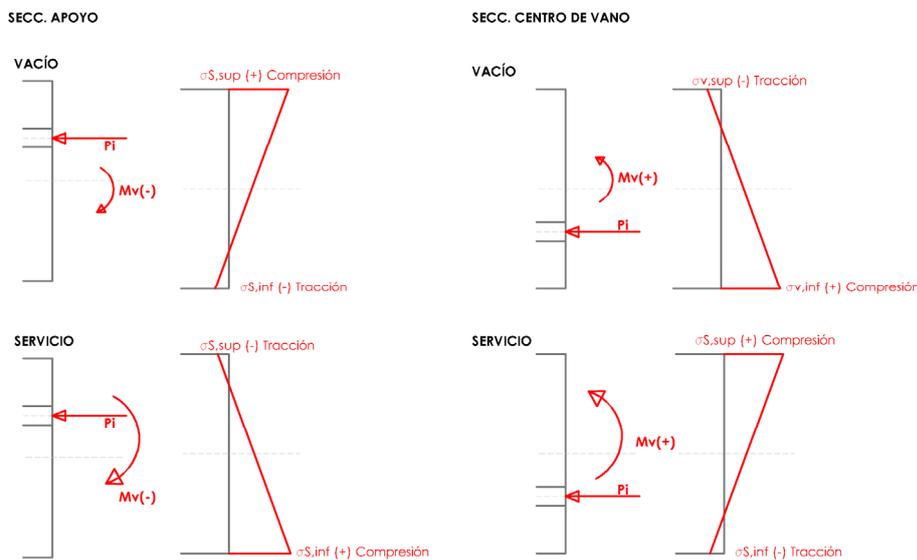
- Precompresión media mínima :

$$1 \text{Mpa}$$

- Precompresión media máxima :

$$2.5 \text{Mpa}$$

Las comprobaciones a realizar en cada sección de cada pórtico serán las siguientes



- En apoyo

Al tesar (en Vacío): ($\gamma_p = 1,10$)

$$\sigma_{v, sup} = \frac{\gamma_p * P_i}{A} + \frac{\gamma_p * P_i * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} < 0.6 fck, j = 5$$

$$\sigma_{v, inf} = \frac{\gamma_p * P_i}{A} + \frac{\gamma_p * P_i * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} > fctm, fl$$

En tiempo infinito (en condiciones de Servicio): ($\gamma_p = 0,90$)

$$\sigma_{v, sup} = \frac{\gamma_p * P, inf}{A} + \frac{\gamma_p * P, inf * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} > fctm, fl$$

$$\sigma_{v, inferior} = \frac{\gamma_p * P, inf}{A} + \frac{\gamma_p * P, inf * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} < 0.6 fck, j = 5$$

- En centro de vano

Al tesar (en Vacío): ($\gamma_p = 1,10$)

$$\sigma_{v, sup} = \frac{\gamma_p * P_i}{A} + \frac{\gamma_p * P_i * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} > fctm, fl$$

$$\sigma_{v, inf} = \frac{\gamma_p * P_i}{A} + \frac{\gamma_p * P_i * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} < 0.6 fck, j = 5$$

En tiempo infinito (en condiciones de Servicio): ($\gamma_p = 0,90$)

$$\sigma_{v, sup} = \frac{\sigma_p * P, inf}{A} + \frac{\sigma_p * P, inf * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} < 0.6f_{ck}, j = 5$$

$$\sigma_{v, inferior} = \frac{\sigma_p * P, inf}{A} + \frac{\sigma_p * P, inf * e * y}{I} + \frac{Mv * y}{I} > f_{ctm}, fl$$

A modo de ejemplo se calculará el pórtico interior en dirección en Y.

1º) Dirección Y. Pórtico Interior.

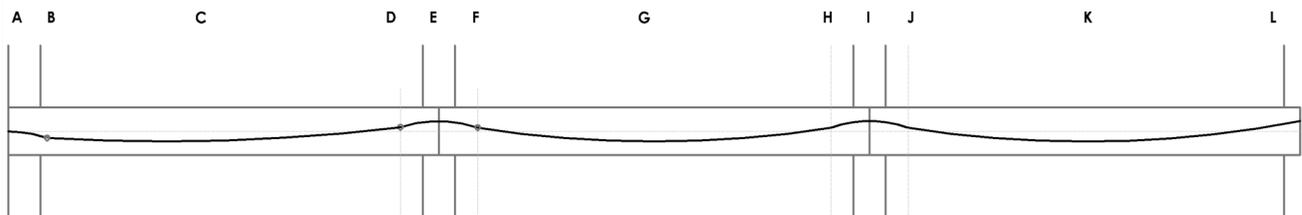


Imagen 70

COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN E.L.S. SEGÚNS EHE-08

Sección nº	f_{ck} (N/mm ²)	Ancho (mm)	Canto (mm)
A	30	5,000	210
	nº cordones	A_p/cordón (mm²)	0.9*Pyk (MPa)
	9	140	1400
Combinación	En Vacío	Característica	Quasipermanente
Momentos (m·kN)	M _y	M _{ca}	M _{cp}
Momento posttesado (m·kN)	-30.3	-64.8	-57.9
	Inicial	Instantáneas	Diferidas
Pérdidas de pretensado	0%	9.40%	10.05%
	P ₀	P _i	P _∞
Fuerzas de pretensado (kN)	1,764.00	1598.18	1420.90
Excentricidad del tendón [(+) superior, (-) inferior]			45.00
Edad del tesado (días)	5	f_{ckj}	22.83 MPa
Coeficiente de seguridad γ_p	1.10	0.90	0.90
Tensiones límite	Compresión $s \leq$	13.70	18
	Tracción $s \geq$	-3.36	-1.80
Fibras superior s_s (N/mm²)	En Vacío	En Servicio	Quasipermanente
	1.69	0.07	-
Fibras inferior s_i (N/mm²)	1.66	2.37	2.18
Sección nº	f_{ck} (N/mm ²)	Ancho (mm)	Cantol (mm)
C	30	5,000	210
	nº cordones	A_p/cordón (mm²)	P₀ (MPa)
	9	140	1400
Combinación	En Vacío	Característica	Quasipermanente
Momentos (m·kN)	M _y	M _{ca}	M _{cp}
Momento posttesado (m·kN)	52.6	112	100
	Inicial	Instantáneas	Diferidas
Pérdidas de pretensado	0%	9.37%	10.05%
	P ₀	P _i	P _∞
Fuerzas de pretensado (kN)	1,764.00	1598.71	1421.43
Excentricidad del tendón [(+) superior, (-) inferior]			45.00
Edad del tesado (días)	5	f_{ckj}	22.83 MPa
Coeficiente de seguridad γ_p	1.10	0.90	0.90

Tensiones límite	Compresión $s \leq$	13.70	18	13.5
	Tracción $s \geq$	-3.36	-1.80	
		En Vacío	En Servicio	Quasipermanente
Fibras superior s_s (N/mm²)		1.79	3.30	2.97
Fibras inferior s_i (N/mm²)		1.56	-0.86	-
Sección n°		f_{ck} (N/mm ²)	Ancho (mm)	Cantol (mm)
E		30	5,000	210
		n° cordones	A_p /cordón (mm ²)	P_0 (MPa)
		9	140	1400
Combinación		En Vacío	Característica	Quasipermanente
		M_y	M_{ca}	M_{cp}
Momentos (m·kN)		-70.7	-151	-135
Momento posttesado (m·kN)		64.00	57.00	57.00
Pérdidas de pretensado		Inicial	Instantáneas	Diferidas
		0%	7.50%	10.05%
Fuerzas de pretensado (kN)		P_0	P_i	P_∞
		1,764.00	1631.70	1454.42
Excentricidad del tendón [(+) superior, (-) inferior]				45.00
Edad del tesado (días)		5	f_{ckj}	22.83 MPa
Coeficiente de seguridad γ_p		1.10	0.90	0.90
Tensiones límite	Compresión $s \leq$	13.70	18	13.5
	Tracción $s \geq$	-3.36	-1.80	
		En Vacío	En Servicio	Quasipermanente
Fibras superior s_s (N/mm²)		1.70	-1.47	-
Fibras inferior s_i (N/mm²)		1.72	3.96	3.52
Sección n°		f_{ck} (N/mm ²)	Ancho (mm)	Cantol (mm)
G		30	5,000	210
		n° cordones	A_p /cordón (mm ²)	P_0 (MPa)
		9	140	1400
Combinación		En Vacío	Característica	Quasipermanente M_{cp}
		M_y	M_{ca}	
Momentos (m·kN)		35.4	75.7	67.6
Momento posttesado (m·kN)		-48.00	-43.00	-43.00
Pérdidas de pretensado		Inicial	Instantáneas	Diferidas
		0%	6.24%	10.05%
Fuerzas de pretensado (kN)		P_0	P_i	P_∞
		1,764.00	1653.93	1476.64
Excentricidad del tendón [(+) superior, (-) inferior]				45.00
Edad del tesado (días)		5	f_{ckj}	22.83 MPa
Coeficiente de seguridad γ_p		1.10	0.90	0.90
Tensiones límite	Compresión $s \leq$	13.70	18	13.5
	Tracción $s \geq$	-3.36	-1.80	
		En Vacío	En Servicio	Quasipermanente
Fibras superior s_s (N/mm²)		1.26	2.27	2.05
Fibras inferior s_i (N/mm²)		2.21	0.26	-

Tabla 100. ELS, fEstados tensionales

Verifican todas las secciones.

El resto de secciones han sido calculadas mediante la misma forma, pueden encontrarse en el ANEJO 6.4.

Se cumplen todas las verificaciones al no superarse los valores máximos de compresión y mínimos de tracción en el hormigón en ninguna de las secciones, dándose por satisfactoria la comprobación de ELS, tensiones.

6.4.2 Estados límites de servicio. Deformaciones

1º-Integridad constructiva L/500.

Pisos con tabiques frágiles pavimentos sin juntas. Siendo la tabiquería ejecutada después de pavimentos. Por lo tanto esta comprobación se hará con la sobrecarga de uso y el porcentaje de las cargas muertas correspondientes (12% de CM).

Con L,máx entre dos puntos cualesquiera=3m; flecha límite $2 \cdot L/500=12\text{mm}$

2º-Confort (Sobrecarga de uso 3, totalmente cargado) L/350= 17mm

Primero se estudiará cual es el caso más desfavorable para sobrecarga de uso oficinas (en la planta tipo), según 3 casos de carga alternos;

3º-quasi-permanentes aspecto visual. L/300. Entre dos puntos cualesquiera. Entre pilar y centro de vano L=3m, por tanto flecha max= $2 \cdot 3/300$. flecha límite 20mm.

- Dirección Y. Pórtico exterior.

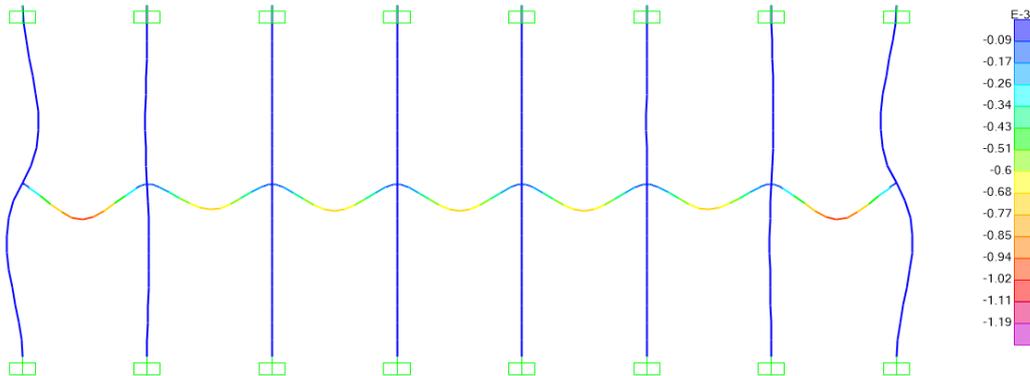


Imagen 71 Flecha instantánea debida a PP. Fmin,cv=-1.1mm

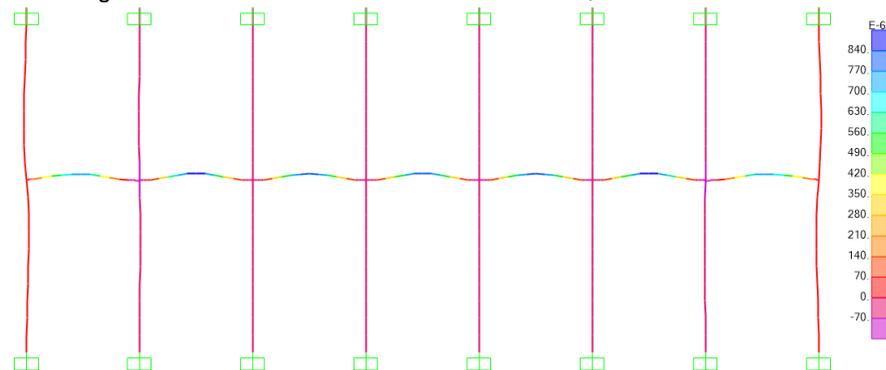


Imagen 72.Flecha instantánea debida a cargas de pretensado en t,oo. Fmax,cv=0.84mm

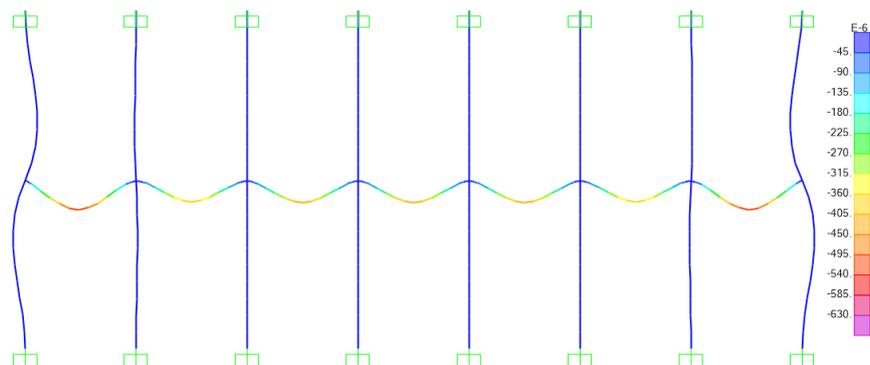


Imagen 73.Flecha instantánea debida a CM. Fmin,cv=-0.55mm

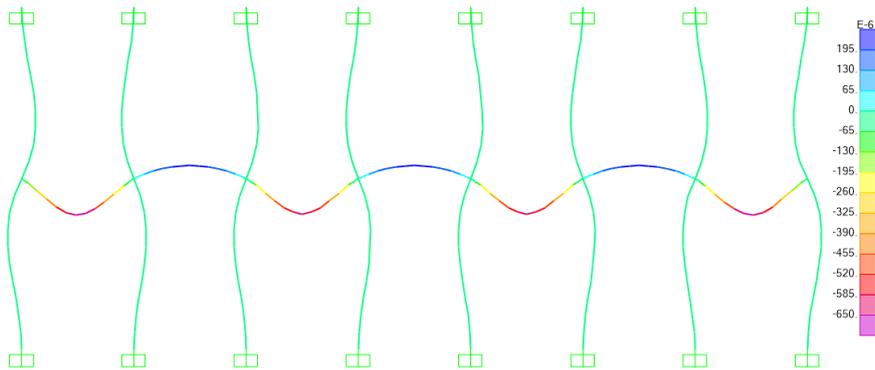


Imagen 74. Flecha instantánea SU.cargada en vanos pares. $F_{min,cv} = -0.65\text{mm}$; $F_{max,cv} = 0.19\text{mm}$

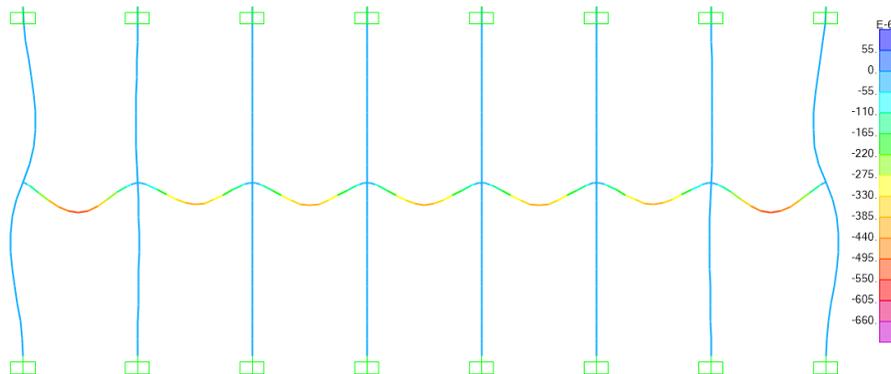


Imagen 75. Flecha instantánea SU.totalmente cargada. $F_{min,cv} = -0.55\text{mm}$

Historia de cargas

Suponiendo que no hay cuantía geométrica comprimida:

Tesado a los 5 días: $\lambda_{pret} = 2$

Desencofrado a las 2 semanas: $\lambda_{pp} = 2 - 0,5 = 1,5$

Carga permanente en 1 mes: $\lambda_{cp} = 2 - 0,7 = 1,3$

Sobrecarga de uso en 3 meses: $\lambda_{uso} = 2 - 1,0 = 1,0$

FLECHA TOTAL:

$$f_{tot} = \gamma_p \cdot f_{pret} \cdot (1 + \lambda_{pret}) + f_{pp} \cdot (1 + \lambda_{pp}) + f_{cp} \cdot (1 + \lambda_{cp}) + f_{uso} \cdot (1 + \psi_2 \cdot \lambda_{uso})$$

$$f_{tot} = 0,9 \cdot (-0,84) \cdot (1 + 2) + 1,1 \cdot (1 + 1,5) + 0,55 \cdot (1 + 1,3) + 0,65 \cdot (1 + 0,6 \cdot 1) = 2,787 \text{ mm}$$

En centro de recuadro:

$$f_{max} = 2,787 / 0,75 = 3,715 \text{ mm} = L/1615. < L/300 \text{ (comprobación de quasipermanente)}$$

FLECHA ACTIVA:

Flecha producida a partir de la construcción de la carga permanente (1 mes = 0.7):

Tesado a los 5 días: $\lambda_{pret,a} \approx 2 - 0,7 = 1,3$

Desencofrado a las 2 semanas: $\lambda_{pp,a} = 1,5 - 0,7 = 0,8$

Carga permanente en 1 mes: $\lambda_{cp} = 2 - 0,7 = 1,3$

Sobrecarga de uso en 3 meses: $\lambda_{uso} = 2 - 1,0 = 1,0$

$$f_{act} = \gamma_p \cdot f_{pret} \cdot \lambda_{pret} + f_{pp} \cdot \lambda_{pp,a} + f_{cp} \cdot (1 + \lambda_{cp}) + f_{uso} \cdot (1 + \psi_2 \cdot \lambda_{uso})$$

$$f_{act} = 0,9 \cdot -0,84 \cdot 1,3 + 1,1 \cdot 0,8 + 0,55 \cdot (1 + 1,3) + 0,65 \cdot (1 + 0,6 \cdot 1) = 2,2 \text{ mm}$$

En centro de recuadro: +

$$f_{max} = 2,2 / 0,75 = 2,93 \text{ mm} = L/2000. < L/500 \text{ (comprobación de integridad constructiva)}$$

Cumple la comprobación a flecha.

- Dirección Y. Pórtico interior.

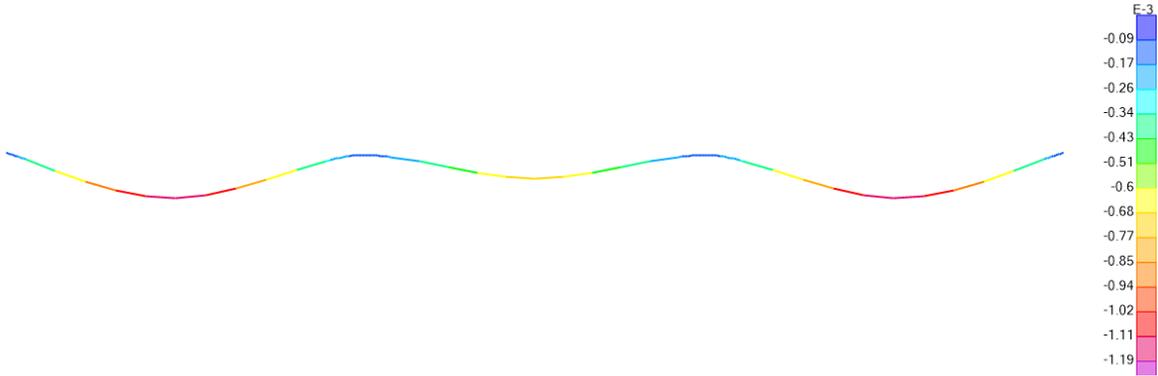


Imagen 76.Flecha instantánea debida a PP. $F_{min,cv}=-1.2mm$

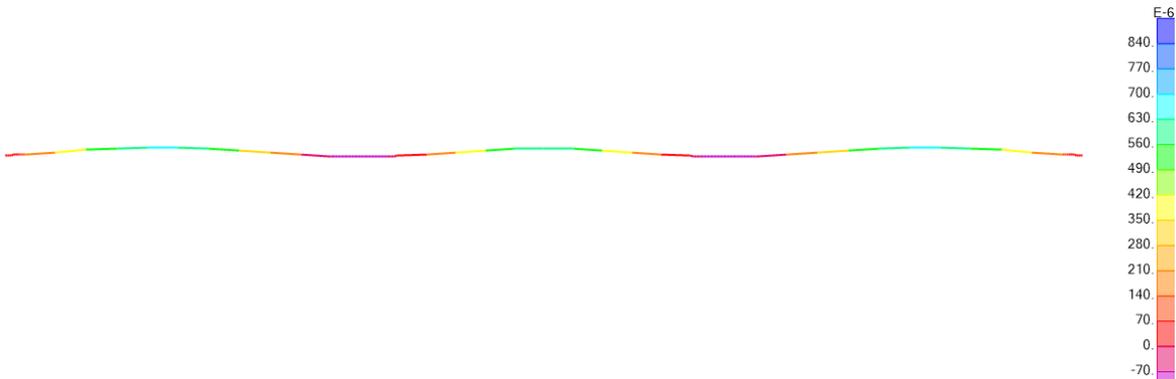


Imagen 77.Flecha instantánea debida a cargas de pretensado en t,oo. $F_{max,cv}=0.7mm$

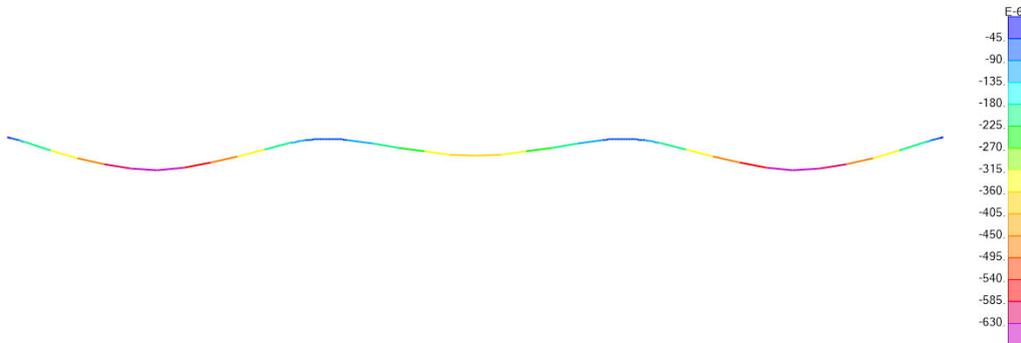


Imagen 78.Flecha instantánea debida a CM. $F_{min,cv}=-0.63mm$

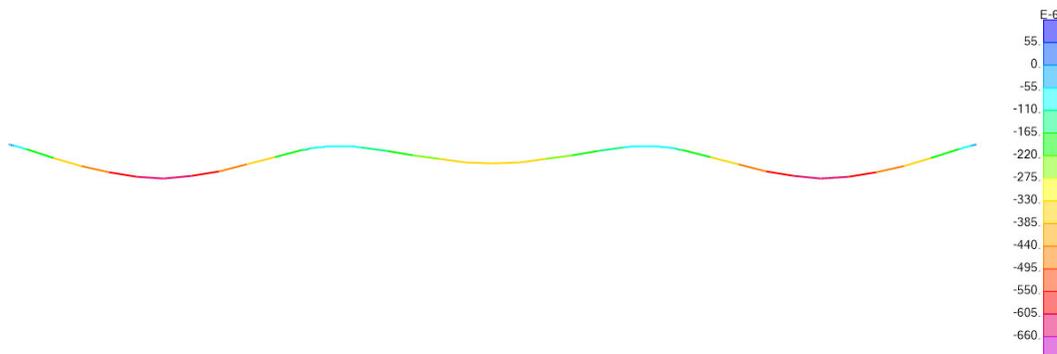


Imagen 79.Flecha instantánea SU totalmente cargada. $F_{min,cv}=-0.66mm$

Siendo la historia de cargas del pórtico anterior la misma para todos los pórticos.
FLECHA TOTAL:

$$f_{tot} = \gamma_p \cdot f_{pret} \cdot (1 + \lambda_{pret}) + f_{pp} \cdot (1 + \lambda_{pp}) + f_{cp} \cdot (1 + \lambda_{cp}) + f_{uso} + \psi_2 \cdot \lambda_{uso}$$

$$f_{tot} = 0,9 \cdot (-0,7) \cdot (1 + 2) + 1,2 \cdot (1 + 1,5) + 0,63 \cdot (1 + 1,3) + 0,66 \cdot (1 + 0,6 \cdot 1) = 3,615 \text{ mm}$$

En centro de recuadro

$$f_{max} = 3,615 / 0,75 = 4,82 \text{ mm} = L/1240. < L/300 \text{ (comprobación de quasipermante)}$$

FLECHA ACTIVA:

$$f_{act} = \gamma_p \cdot f_{pret} \cdot \lambda_{pret} + f_{pp} \cdot \lambda_{pp,a} + f_{cp} \cdot (1 + \lambda_{cp}) + f_{uso} + \psi_2 \cdot \lambda_{uso}$$

$$f_{act} = 0,9 \cdot (-0,7) \cdot 1,3 + 1,2 \cdot 0,8 + 0,63 \cdot (1 + 1,3) + 0,66 \cdot (1 + 0,6 \cdot 1) = 2,646 \text{ mm}$$

En centro de recuadro:

$$f_{max} = 2,646 / 0,75 = 3,528 \text{ mm} = L/1700. < L/500 \text{ (comprobación de integridad constructiva)}$$

Cumple la comprobación a flecha.

Dado que las comprobaciones a deformación son tan satisfactorias y que las flechas de los pórticos en dirección X son muy similares, no se comprobará el ELS, deformaciones X.

Dando por finalizado el dimensionado y cálculo del forjado postesado.

7. DEFINICIÓN Y SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE CADA EDIFICIO.

7.1. Marco Teórico del proceso de ejecución en forjados de hormigón.

Habitualmente, las estructuras de hormigón de varias plantas se construyen de modo que cada nuevo forjado es soportado por otros en los que el hormigón ha alcanzado un cierto grado de endurecimiento. El proceso tiene dos etapas, que se repiten cuantas veces resulte necesario; En la primera, se hormigona una nueva planta y, en la segunda, se retira la cimbra más próxima a la base que, o bien se monta sobre el último forjado hormigonado, o bien sale definitivamente de la obra si ya se ha cubierto aguas. Todo ello genera unas cargas de ejecución, que con frecuencia son mayores que el valor característico de la carga en servicio, y que, una vez mayoradas, se aproximan, o superan, el valor de la carga característica de cálculo (Sbarounis, 1984.a).

En general, los métodos simplificados de los procesos de cimbrado y descimbrado se basan en las siguientes hipótesis básicas (Calavera, 2002);

1. Rigidez de los puntales es infinitamente rígida respecto a la de los forjados.
2. Los forjados relacionados por cimbras tienen la misma rigidez.
3. Se comienza la construcción apoyando la primera cimbra en una base infinitamente rígida.
4. Se desprecian los efectos derivados de la fluencia y retracción hidráulica del hormigón.
5. Los puntales se distribuyen uniformemente sobre los forjados.

En todo caso, será importante atender a las siguientes cuestiones:

1. Los coeficientes de carga obtenidos son válidos si no cambian el canto de forjado y la ferralla, es decir, si la rigidez de los distintos forjados es la misma, como ya se ha dicho (Calavera, 1992). En caso contrario se han de obtener teniendo en cuenta la rigidez de cada forjado.

2. Si los puntales no tienen gran rigidez, como sucede con los puntales de madera, los coeficientes de carga obtenidos pueden cambiar de modo significativo, pero no en los forjados más solicitados. Por tanto, si el ritmo de ejecución es constante y función, en consecuencia, de la carga pésima, la rigidez de los puntales es irrelevante a efecto práctico. (Stivaros, 1990.)

3. Cuando la rigidez de los puntales es importante respecto a la de los forjados, la diferencia de rigidez entre éstos debida a su diferente edad es pequeña, pues el módulo de deformación del hormigón E_c evoluciona muy rápidamente a lo largo del tiempo.

4. La fluencia del hormigón y la velocidad de construcción tienen escasa influencia en el valor de los esfuerzos generados (el-Sheikh, 1988).

5. Según Liu (1985):

- Se reducen los momentos y las cargas puntuales de los forjados si disminuye la rigidez de la superficie a partir de la cual se inicia el proceso, pero aumentan las flechas;
- el acortamiento axial de los pilares tienen una influencia escasa
- el incremento de la relación luz/canto de los forjados influye poco en la distribución de cargas de construcción, sobre todo si sus bordes están empotrados.

6. Si como para obtener los coeficientes de carga en las cimbras no se considera la probable fisuración del hormigón, se obtiene un límite superior de las cargas, que son del orden de un 10% mayor que las reales. (Sbarounis, 1984 a). Por tanto, en el cálculo de las cargas con métodos simplificados no es necesario utilizar un coeficiente multiplicador igual a 1.1 por incertidumbre de hipótesis como se aconseja en ocasiones.

7. Una carga excesiva en los puntales rara vez provoca el hundimiento (El Shahhat, 1993), pues se produce una redistribución de los esfuerzos que mejora la seguridad (Sbarounis, 1984 b). Sin embargo, esta redistribución debe ser valorada con mucha prudencia, puesto que (Calavera, 1992):

- En las zonas de los forjados en las que los momentos son negativos, la profundidad del bloque comprimido suele ser considerable, lo que reduce drásticamente la ductilidad de esas secciones;

-La ductilidad de los forjados respecto a los esfuerzos tangenciales (cortantes rasantes) no es tan elevada como respecto a los esfuerzos de flexión, sobre todo si la absorción de las tensiones tangenciales se encomienda exclusivamente al hormigón, y
 -puede verse comprometida la capacidad de respuesta de los forjados respecto a los Estados Límites de Servicio.

7.2. Plan de ejecución de la estructura de losa maciza.

Siendo los datos más significativos del edificio para esta tipología;

H=	0.21	m	P=	G1+G2+SU	
PP	5.25	kN/m2	P	11.225	kN/m2
S.C	2.4	kN/m2	GAMA	1.4	
CM	2.975	kN/m2	Pd	15.715	kN/m2
SU	3	kN/m2			

Se plantea ejecutar la obra con 3 o con 4 juegos de cimbras. Supondremos que la historia de temperaturas es constante y de 21ª durante toda la obra. Es importante tener en cuenta que una vez se comenzase la obra se debería modificar el plan de ejecución en función de la historia de temperaturas real. Dicho esto procedemos a estudiar los efectos con los distintos tipos de cimbras.

• **3 CIMBRAS**

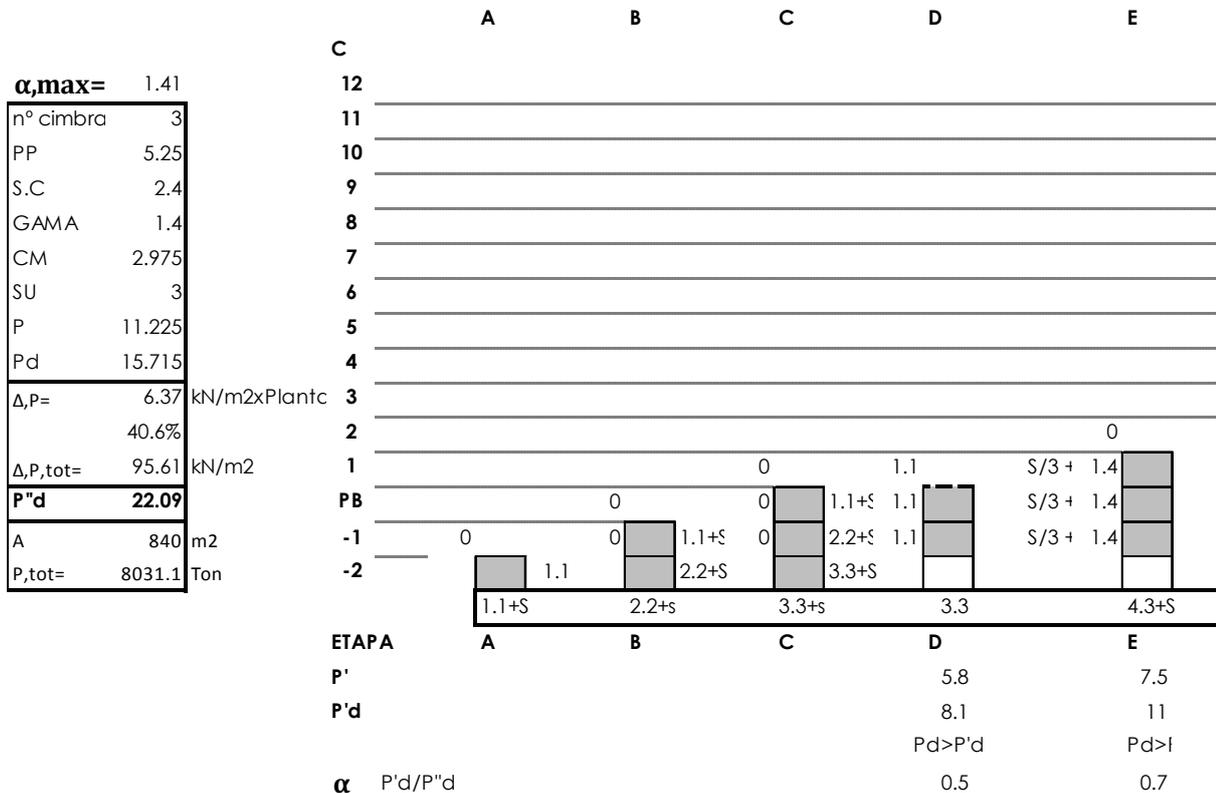


Imagen 80. Losa Maciza. Ejecución 3 Cimbras 1/4

F G H I J K L M

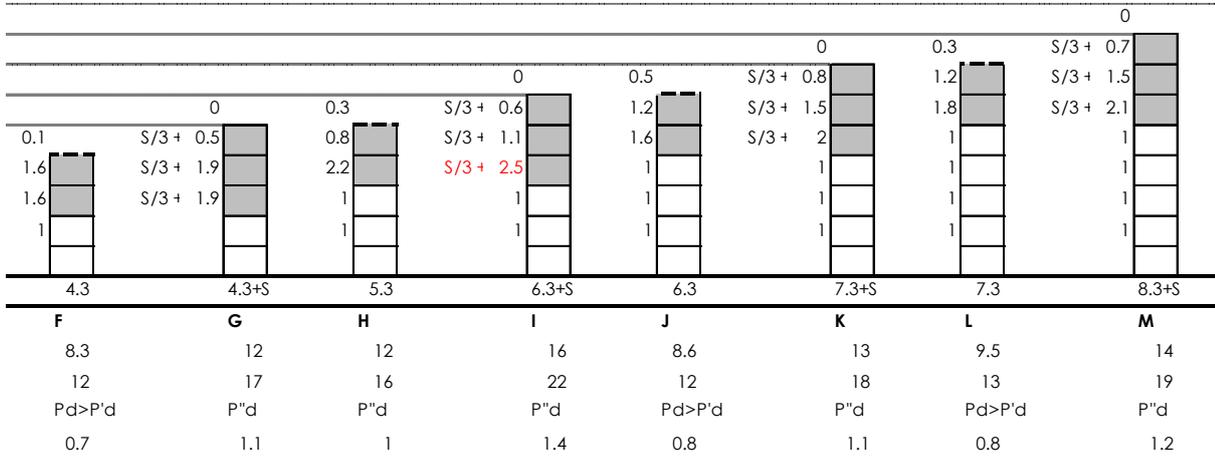


Imagen 81.. Losa Maciza. Ejecución 3 Cimbras 2/4

N O P Q R S T U

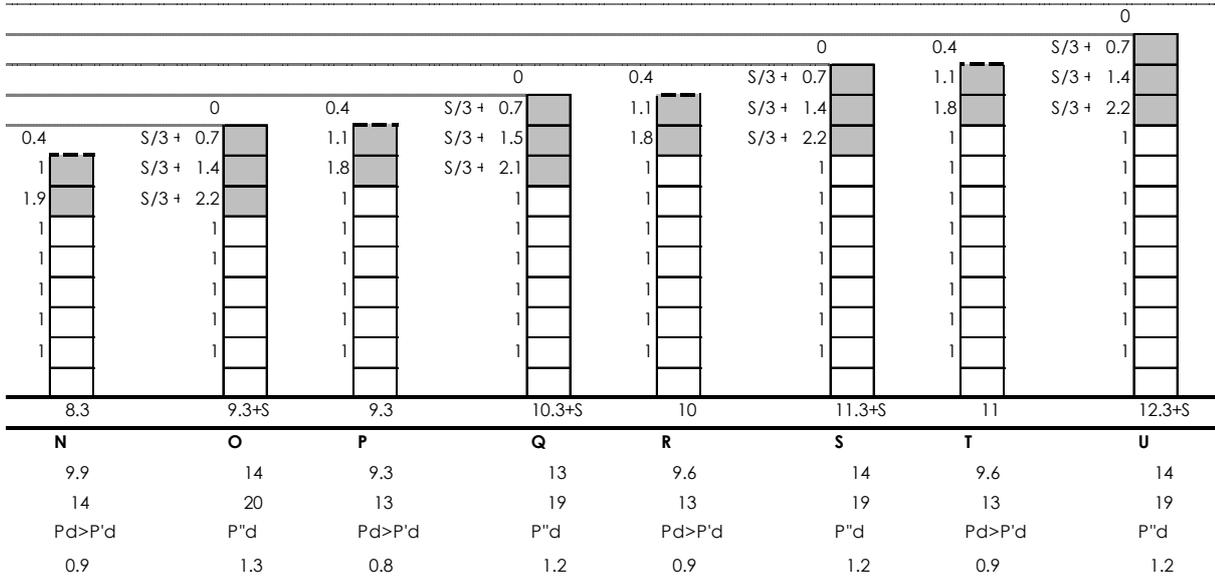


Imagen 82.. Losa Maciza. Ejecución 3 Cimbras 3/4

4 CIMBRAS

$\alpha_{max} =$	1.29
n° cimbras	4
PP	5.25
S.C	2.4
GAMA	1.4
CM	2.975
SU	3
P	11.225
Pd	15.715
$\Delta, P =$	4.50 kN/m ² xPlanta
	28.67%
$\Delta, P_{tot} =$	67.57 kN/m ²
P''d	20.22
A	840 m ²
P _{tot}	5676.2 Ton

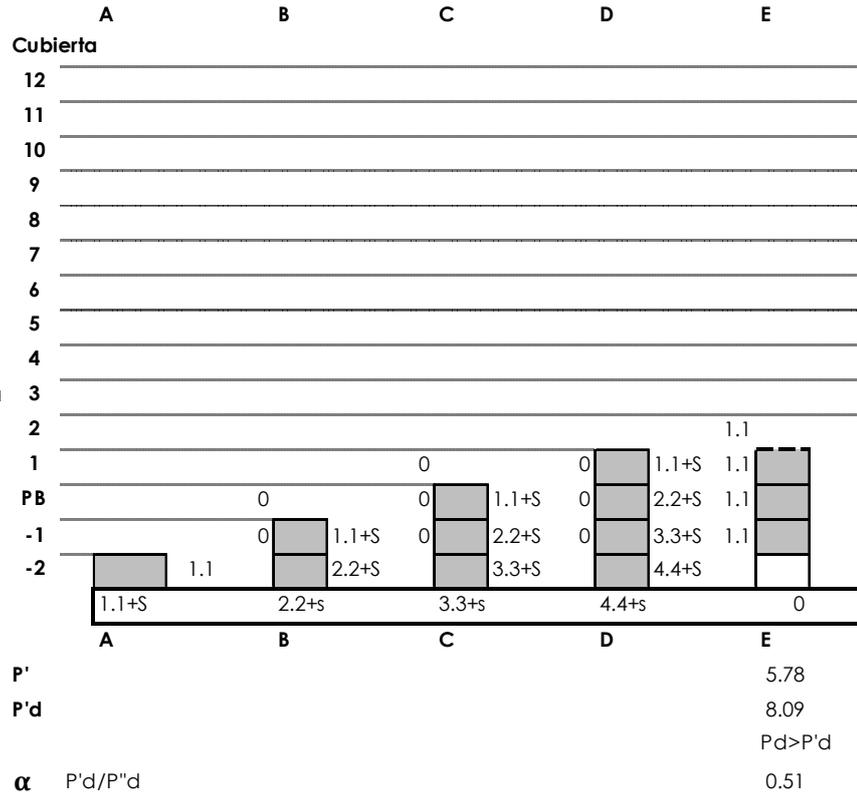


Imagen 84.. Losa Maciza. Ejecución 4 Cimbras 1/4

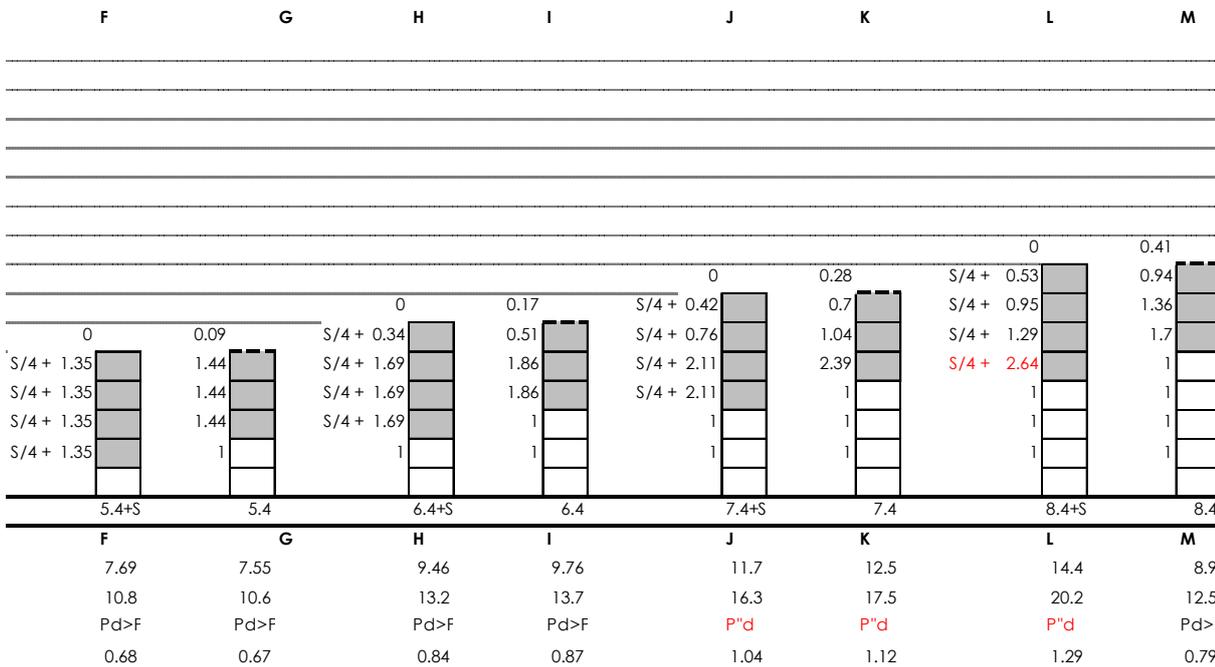


Imagen 85. Losa Maciza. Ejecución 4 Cimbras 2/4

Para cuatro juegos de cimbras la situación de mayor carga se da en la etapa L, es decir cuando se hormigona el 8º forjado. Siendo esta sobrecarga $P' = 2.64 * PP + S.C/4$.

La situación de construcción con 4 cimbras supera también en varias ocasiones la carga Pd, viéndonos obligados a dimensionar el forjado para una carga $P''d = 1.1 P'd$.

(Con 4 cimbras) $P''d = 1.1 * P' = 1.1 (2.56 * PP + S.C/3) = 22.22 \text{ kN/m}^2 >> \text{ a } 15.71 \text{ kN/m}^2 (Pd)$

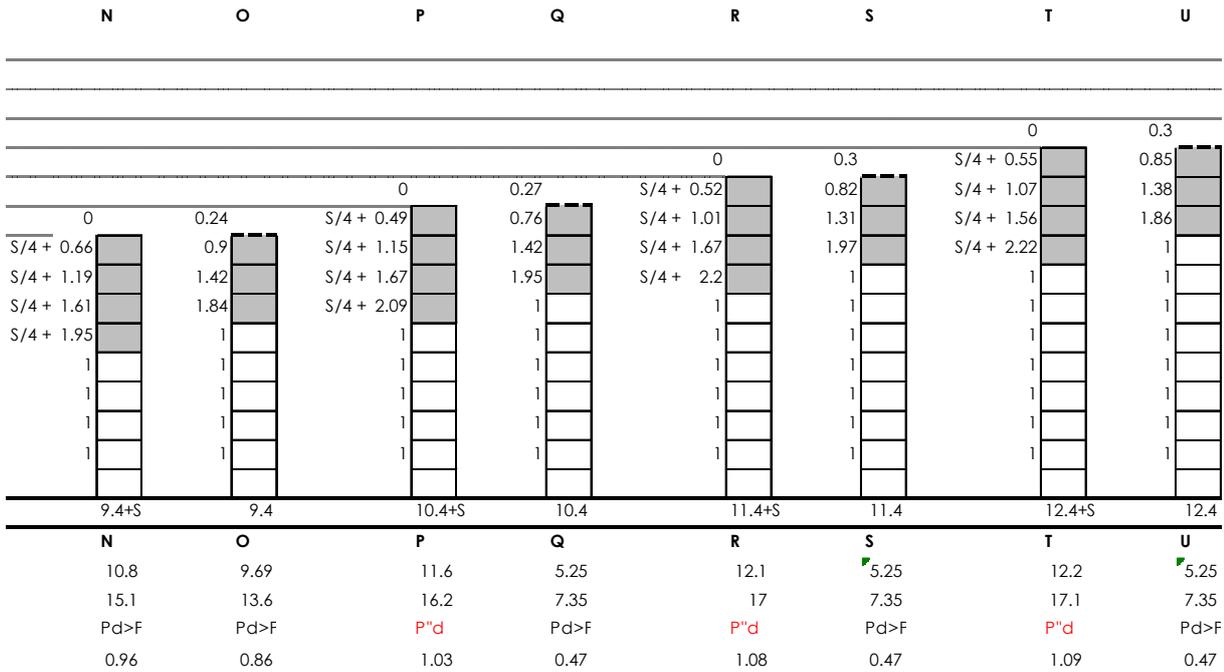
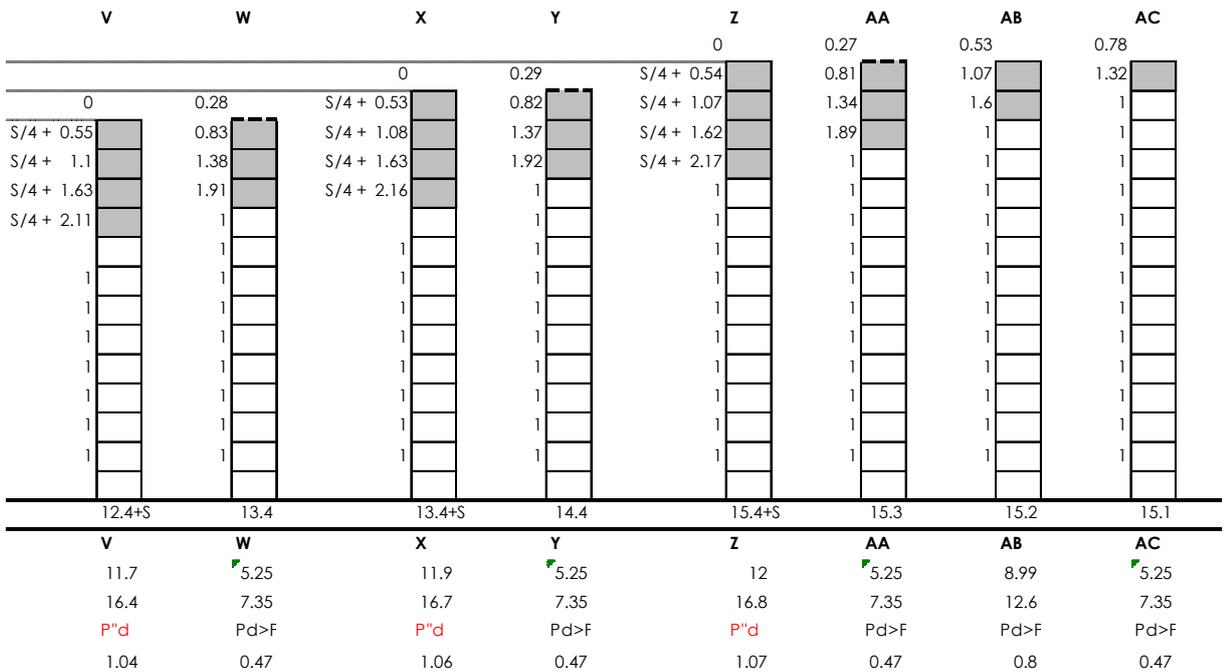


Imagen 86. Losa Maciza. Ejecución 4 Cimbras 3/4



Después de estudiar los procesos constructivos con 3 y 4 cimbras, y ver que la carga de ejecución es la carga pésima durante la vida útil del edificio se plantean dos opciones:

1º- Redimensionado de la estructura para la nueva carga pésima. A priori se puede pensar que bastaría con redimensionar aquellos forjados en los que en las etapas constructivas se superase Pd (forjados 4,5,7,8,9,10) con 4 cimbras y forjados del PB en adelante), sin embargo esto cambiaría la relación de rigideces de los forjados, lo cual cambiaría la distribución de cargas durante el cimbrado y descimbrado. Por lo cual si se deberían redimensionar todos los forjados con la carga pésima. Esto supondría un aumento de la carga del 41% si se construyese con 3 cimbras y del 29% si se trabajase con 4. Lo que supondría un extra coste enorme que solo sería utilizado durante su proceso constructivo.

2º- La segunda opción consistiría en encontrar una secuencia de construcción que permitiese continuar dimensionando el máximo número de forjados posibles con su carga de diseño característica. Esto se puede conseguir intercalando forjados intermedios con mayor rigidez. Estos forjados se utilizarían a modo de pieza de sacrificio. Se dimensionan con mayor rigidez y mayor canto, produciendo un decremento en la transmisión de cargas sobre el resto de forjados de menor rigidez conectados con cimbras. Es un proceso iterativo en el que hay que balancear la rigidez del forjado de sacrificio con el aumento de peso que este genera en la estructura.

Por tanto se plantea un plan de ejecución en el que se proponen 3 forjados intermedios con mayor rigidez. Como con 4 cimbras los forjados que más sufren son el 4º cuando hormigonamos la 8º y el 8º cuando se hormigón la 12ª planta, los forjados con mayor inercia será el 4º (planta 1º) , el 8º (planta 6º) y el 12º (planta 10º).

Como la rigidez del forjado de losa maciza, crece con el cubo del canto, mientras que su peso aumenta de forma lineal, con muy poco aumento del canto se pueden conseguir forjados muchos más rígidos. De manera que el peso aumenta mucho menos que su rigidez, al mismo tiempo que a mayor rigidez mayor porcentaje de carga del resto de forjados se verá obligado a absorber.

Siendo la evolución de la relación de rigidez/carga entre forjados de este proceso constructivo la siguiente:

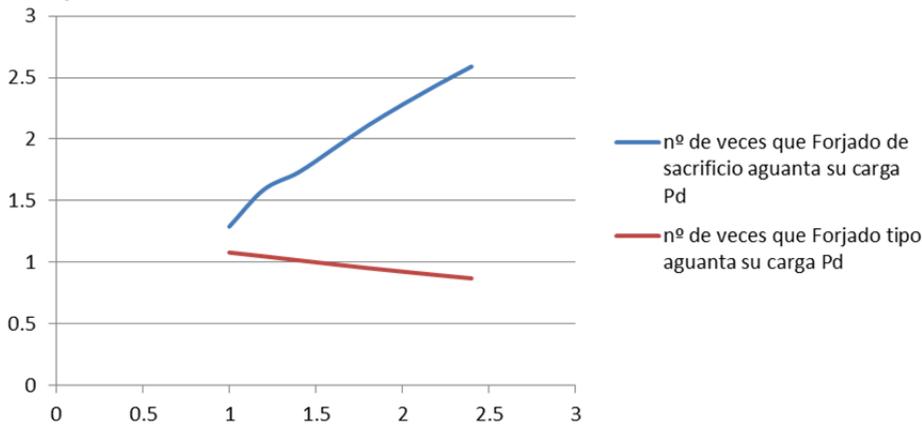


Imagen 87. Relación de rigideces-Peso entre forjados

Cuando el forjado de sacrificio alcanza una rigidez de 1.6 veces el forjado tipo, el resto de forjados alcanzan su punto de menor carga de ejecución. Siendo esta la óptima

Sin embargo el aumento de peso total que llega a cimentación en función de la rigidez del forjado varía de forma un tanto diferente, ya que este alcanza su mínimo para una relación de rigidez algo menor, 1.2Pd, forjado tipo. La cual sigue siendo un 50% menos que con un proceso de ejecución de 4 cimbras con todos los forjados iguales.

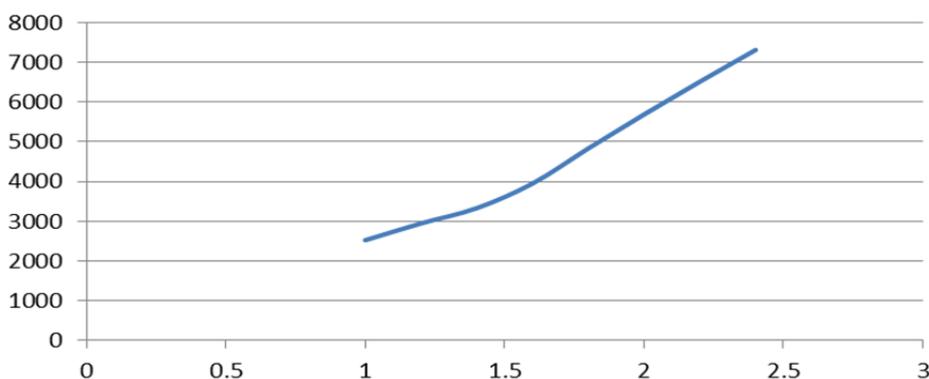


Imagen 88.

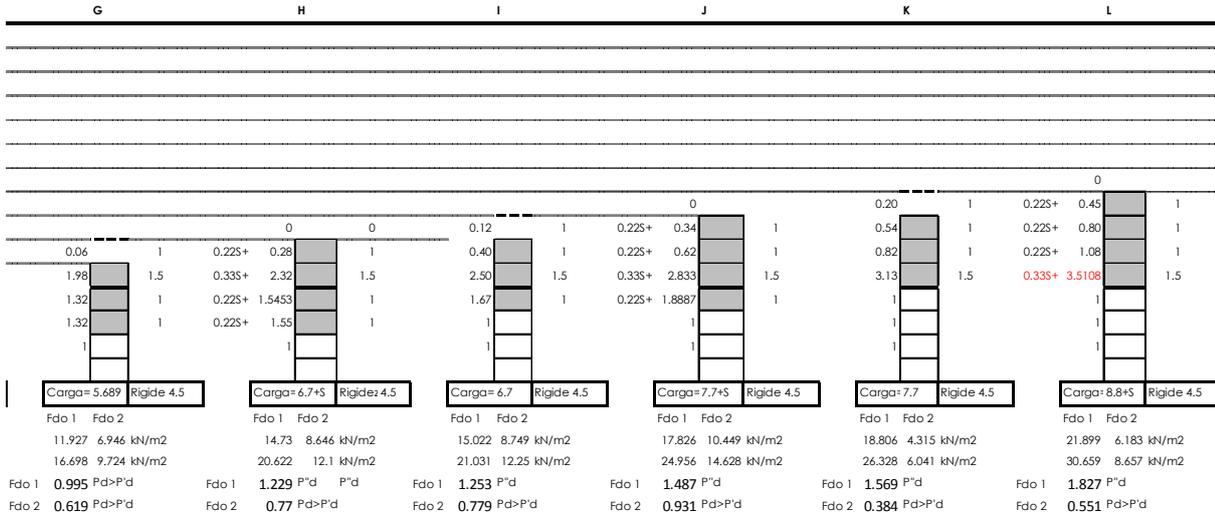


Imagen 90. Proceso Constructivo. \$ cimbras 3 forjados de sacrificio. Losa Maciza. 2/5

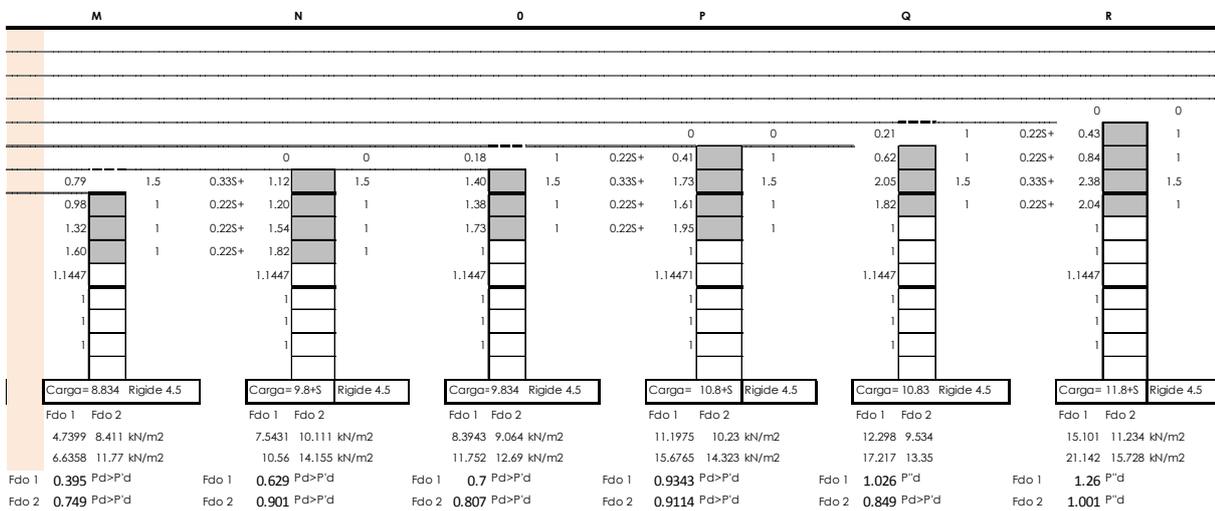


Imagen 91. Proceso Constructivo. \$ cimbras 3 forjados de sacrificio. Losa Maciza. 3/5

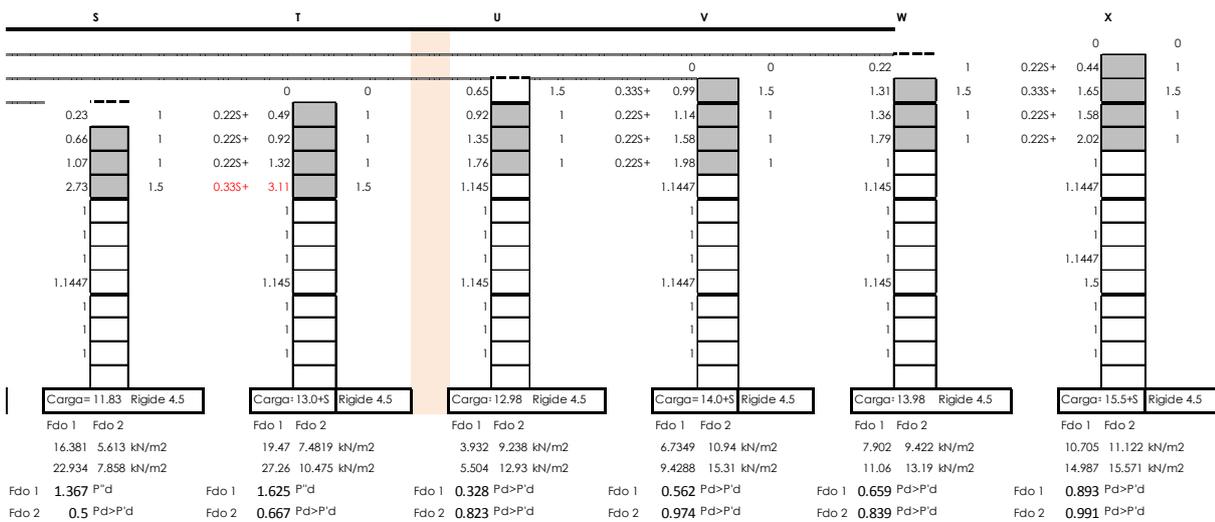


Imagen 92. Proceso Constructivo. \$ cimbras 3 forjados de sacrificio. Losa Maciza. 4/5

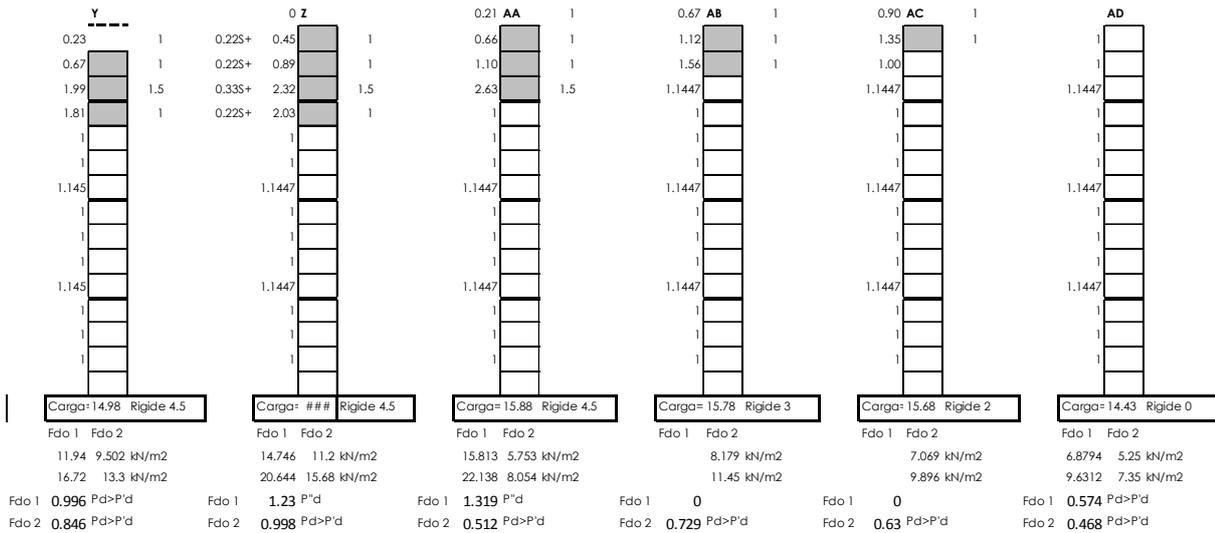


Imagen 93. Proceso Constructivo. \$ cimbras 3 forjados de sacrificio. Losa Maciza. 5/5

Se adopta este como proceso constructivo más óptimo para el forjado de losa maciza.

Se tarda 91 días en ejecutar el edificio entero, con una media de 6 días por forjado, el mínimo entre etapas. Ver anejo 4 para más información sobre el proceso de tiempos en el descimbrado). Si hubiésemos ejecutado el edificio con igual rigidez para cada forjado, el tiempo de ejecución teórico hubiese sido de 102 días, alrededor de un 14% más.

La diferencia entre elegir un hormigón de endurecimiento rápido y otro lento es de 4 días en todo el proceso constructivo, no siendo relevante el proceso constructivo a la hora de elegir entre uno u otro tipo de hormigón.

7.3. Plan de ejecución de la estructura de losa aligerada reticular.

H=	0.25	m	P=	G1+G2+SU
PP	4.4	kN/m2	P	10.375 kN/m2
S.C	2.4	kN/m2	GAMA	1.4
CM	2.975	kN/m2	Pd	14.525 kN/m2
SU	3	kN/m2		

4 CIMBRAS. Igual rigidez para cada forjado.

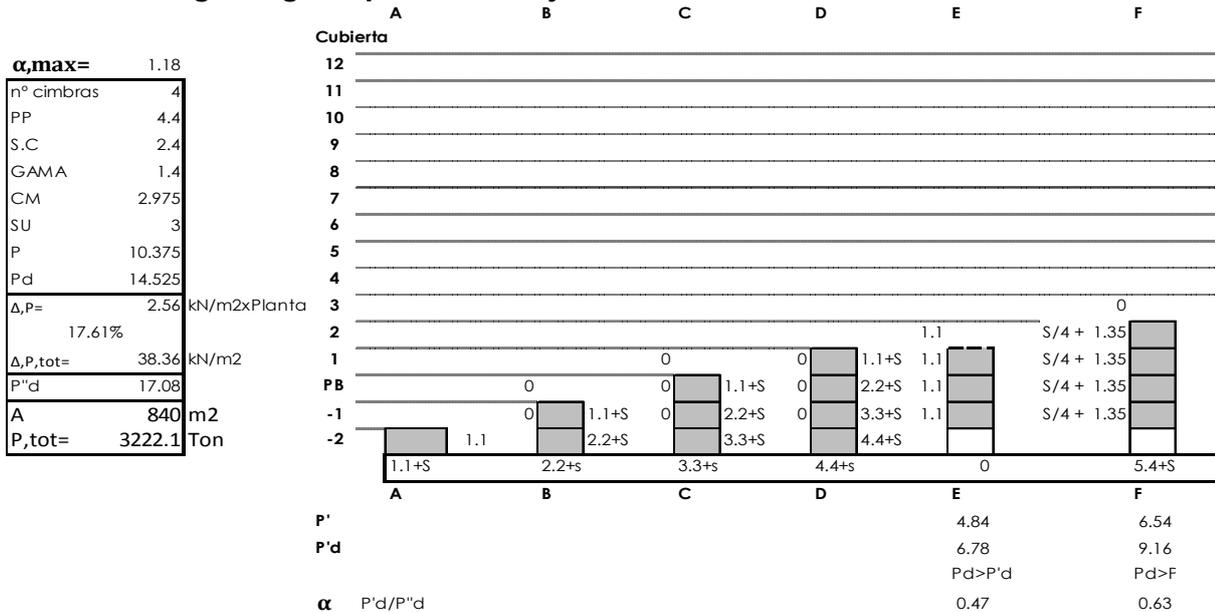


Imagen 94. Proceso Constructivo. 4 Cimbras forjados de Losa Reticular. 1/4

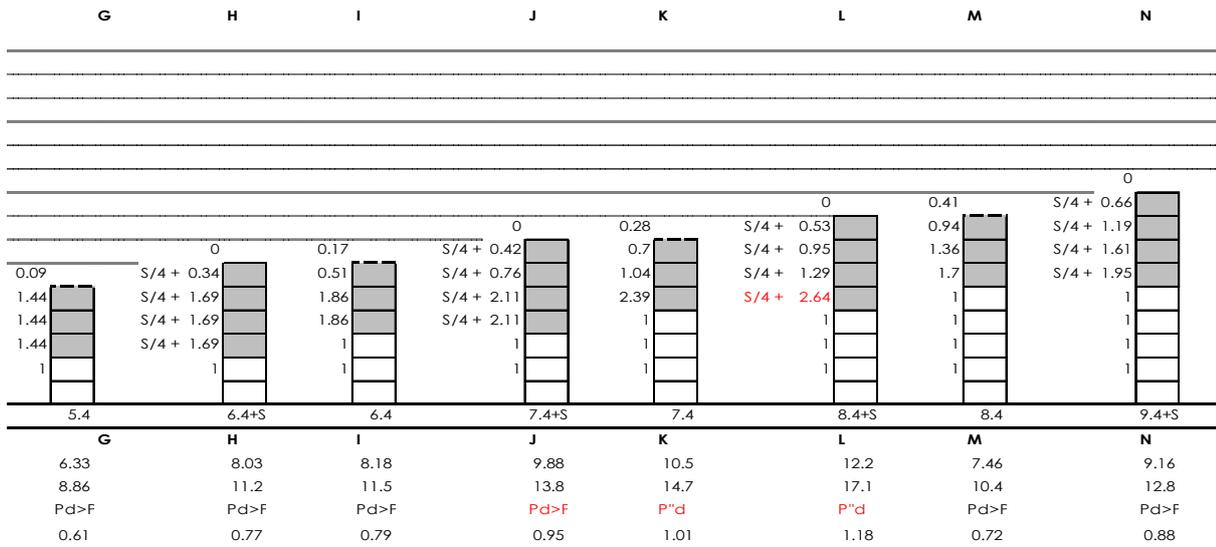


Imagen 95 Proceso Constructivo. 4 Cimbras forjados de Losa Reticular. 2/4

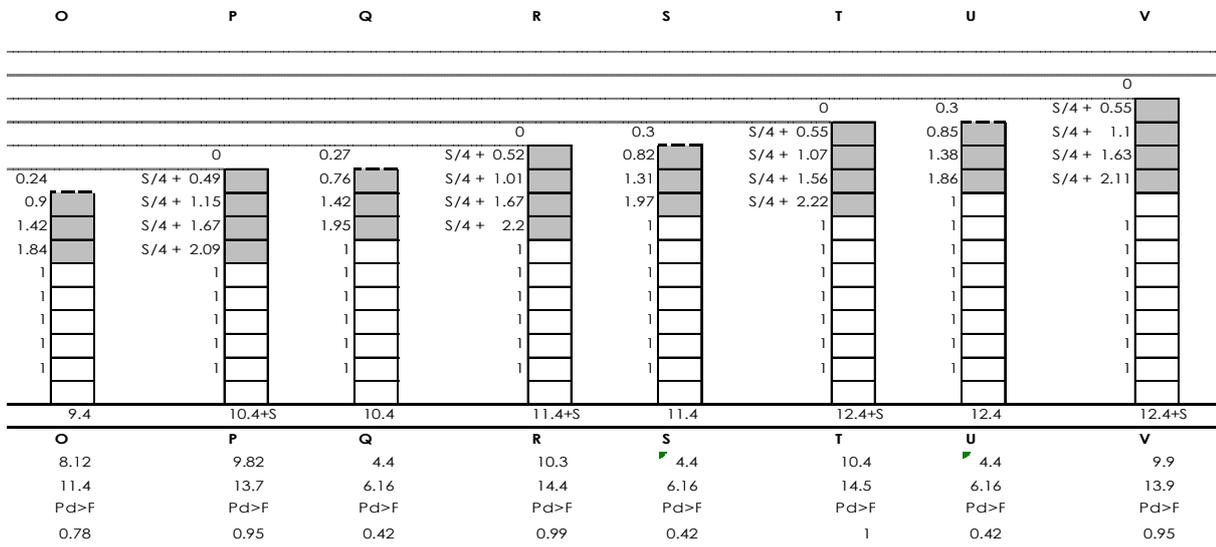


Imagen 96 Proceso Constructivo. 4 Cimbras forjados de Losa Reticular. 3/4

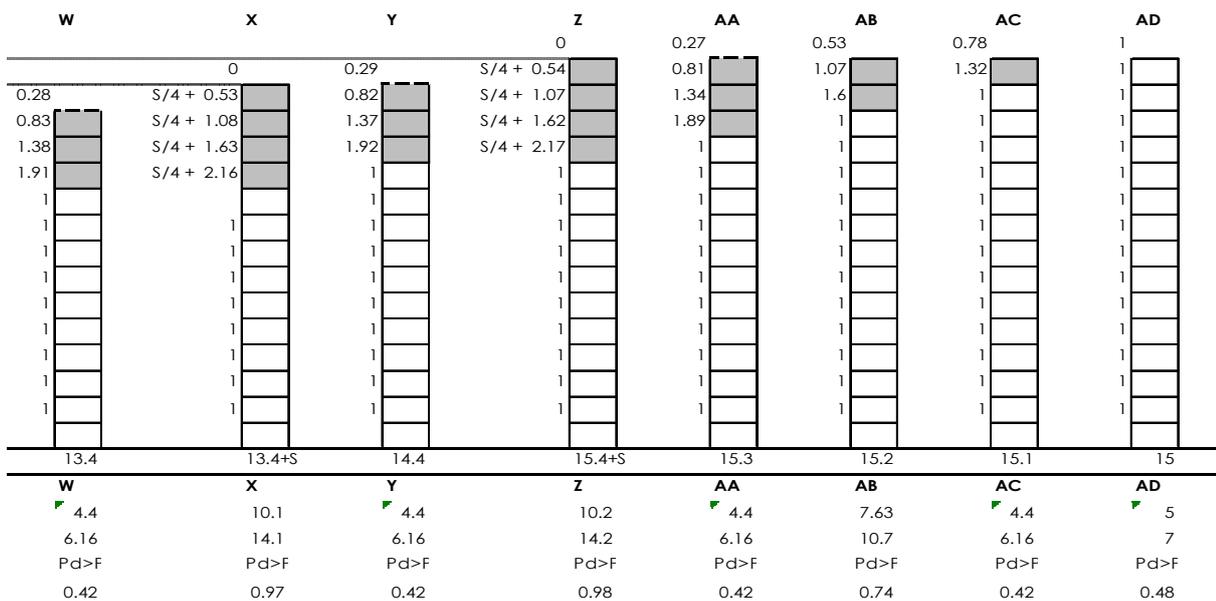


Imagen 97 Proceso Constructivo. 4 Cimbras forjados de Losa Reticular. 4/4

Carga P' pésima al hormigonar el 8º forjado. Siendo esta sobrecarga $P' = 2.64 \cdot PP + S.C/4$.

La situación de construcción con 4 cimbras supera también en varias ocasiones la carga Pd, viéndonos obligados a dimensionar el forjado para una carga $P''d = 1.1 P'd$.

(Con 4 cimbras) $P''d = 2.56 \cdot PP + S.C/3 = 17.08 \text{ kN/m}^2 \gg a 14.525 \text{ kN/m}^2 (Pd)$

4 CIMBRAS. 3 forjados intermedios más rígidos.

$\alpha, \text{max}, 1 = 1.50$			$\alpha, \text{max}, 2 = 0.971$		
Rigidez			Rigidez		
Forjado 1			Forjado 2		
nº cimbras	4		nº cimbras	4.00	
h	0.31		h	0.25	
PP	4.95		PP	4.40	
S.C	2.40		S.C	2.40	
GAMA	1.40		GAMA	1.40	
CM	2.98		CM	2.98	
SU	3.00		SU	3.00	
P	10.93		P	10.38	
Pd	15.30		Pd	14.53	
$\Delta, P =$	7.66	kN/m ² xPlanta	$\Delta, P =$	-0.43	kN/m ² xPlanta
50.05%			-2.93%		
$P''d =$	22.95		$P''d =$	14.10	
$\Delta, P, \text{tot} =$	22.97	kN/m ²	$\Delta, P, \text{tot} =$	-5.54	kN/m ²
$\Delta, P, \text{tot} =$	22.97	kN/m ²			
3.34%					
A	840.00	m ²			
P, tot =	1929.24	Ton			
M, ul =		297.1	kNm		
q, ult =		114.8	kN/m		
Mo, ed =		516.4	kN/m		
Mcv, ed =	0.52 * Mo, ed =	268.5	kNm		

Utilizando el mismo proceso constructivo, que para el forjado macizo, en este caso la relación inercia/masa que aumenta en los forjados de sacrificio es diferente que en el caso de losa maciza.

Utilizando este método cargamos los forjados de media un 4.4% más que la carga característica de cálculo frente al 17.6% sin forjados de sacrificio. Esto representa un aumento de peso en la cimentación de 760 toneladas, un 22% menos que si todos los forjados fuesen iguales.

El tiempo teórico requerido para utilizando un hormigón de endurecimiento normal es de 92 días, tsn solo 2 días menos que si todos los forjados tuviesen la misma rigidez.

7.4. Plan de ejecución de la estructura de forjado postesado

H =	0.21	m			
PP	5.25	kN/m ²	P =	G1+G2+SU	
S.C	2.4	kN/m ²	P	11.225	kN/m ²
CM	2.975	kN/m ²	GAMA	1.4	
SU	3	kN/m ²	Pd	15.715	kN/m²

Hay que tener en cuenta que el forjado es postesado con un balanceo del 100% del peso propio, esto significa que aunque aparentemente está en igualdad de condiciones de peso propio y canto con la losa maciza, al introducir las cargas de postesado se compensan las cargas del peso propio, algo muy beneficioso durante su construcción.

Una vez tesado el forjado se podrán retirar las cimbras, pudiendo construir el edificio con un solo juego de cimbras y nunca superando la carga Pd durante el proceso constructivo.

Los tiempo de construcción quedarán marcados únicamente por la edad de tesado.

La edad de tesado se fijará para aquel momento en el que el hormigón haya alcanzado entre el 60% y el 80% de su fck.[11].

Características mecánicas del hormigón

Modelo EHE-08

Datos:

Módulo elástico armadura pasiva (Es):	200000 MPa
Resistencia característica a los 28 días (fck, en Mpa):	30 MPa
Resistencia media a los 28 días (fcm, en Mpa):	38 MPa
Tipo de árido:	Cuarcita 1
Tipo de endurecimiento del cemento:	Rápida 0.2
Edad del hormigón en el instante de evaluación (en días):	3

Resultados:

Resistencia a compresión (fck,j):	19.9 MPa
Resistencia a compresión media (fcm,j):	25.2 MPa
Resistencia a tracción media (fctm,j):	1.920 MPa
Módulo elástico (Ecm,j):	25259 MPa

Lo que nos permite tesar y descimbrar cada 3 días.

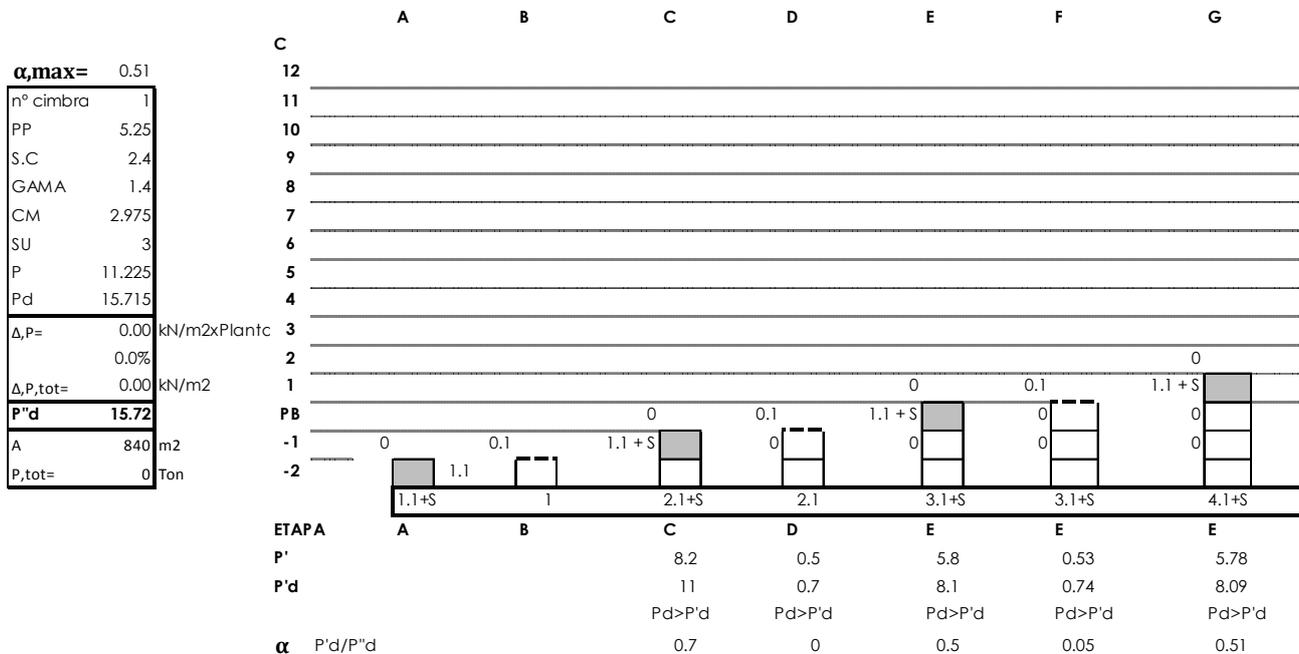


Imagen 98

Repitiéndose el mismo proceso para cada etapa consecutiva, y nunca superando 1.1+S.C, debido a que en cada forjado compensará su propio peso mediante las cagas de tesado.

Aunque el proceso de descimbrado no suponga un aumento de la carga característica de cálculo, no sería real no tener en cuenta el sobrepeso que llega a la cimentación producido por las fuerzas de postesado, las cuales son nada despreciables.

8.CONCLUSIONES

8.1. Comparativas entre predimensionados.

Es interesante decir que cada tipología se ve condicionada por factores de diferente naturaleza;

Mientras que el canto del forjado de losa maciza queda condicionado por el punzonamiento en cabeza de pilares, el cual podría reducirse, si se dispusieran ábacos bajo pilares capaces de resistir el punzonamiento.

El reticular, mucho más ligero viene condicionado por el ancho de fisura de sus nervios, y la resistencia a flexión.

La losa postesada, mejora su comportamiento frente punzonamiento debido a la compresión del tesado sobre soportes, al mismo tiempo que ve condicionado su espesor por la tensión de precompresión media, obligándole a necesitar de cierta área, para evitar que se produzca acortamiento elástico en su plano.

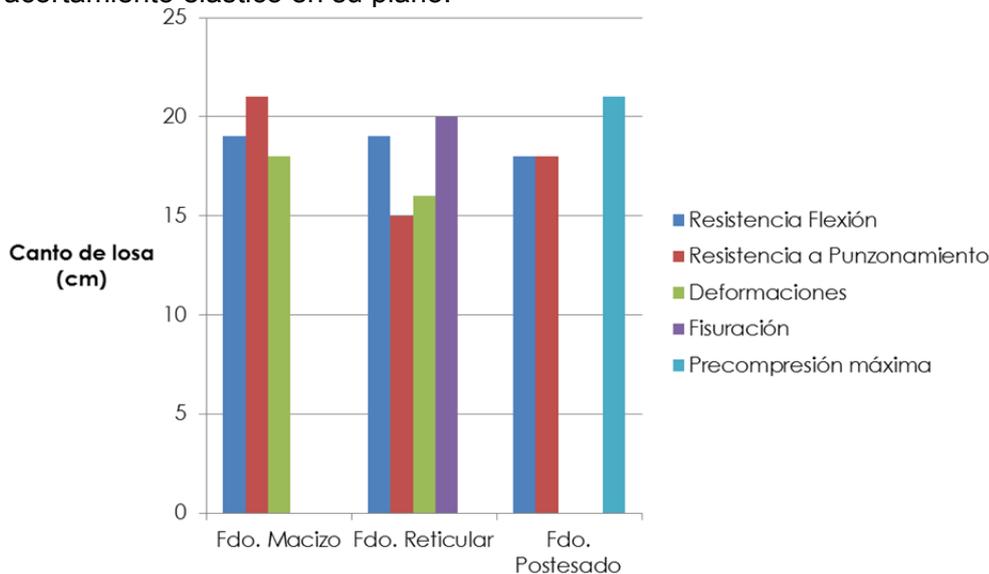


Imagen 99. Espesores de losa función de criterios de predimensionado.

Cada cm de forjado extra en el canto del forjado repercute en la cimentación y dimensiones de pilares, siendo de real importancia, afinar al máximo este.

8.2. Comparativas de cimentaciones

La cimentación se ha resuelto mediante losa maciza de hormigón, debido a que se ha considerado la posibilidad de que el nivel freático ascienda a cota construida, procurándose construir un vaso estanco en los sótanos que evite la entrada de agua cuando este ascienda.

El punto más solicitado de la losa se focaliza para los tres casos bajo las zonas de muros perimetrales y de núcleo. Es por esto que el sistema de losa maciza ayuda a repartir los esfuerzos a lo largo de toda la cimentación equilibrando en cierta medida los puntos más solicitados.

Sin embargo, a partir de cierto espesor, empieza a ser inviable esta solución constructiva, existiendo otras tipologías de cimentación más favorables.

En este ejercicio solo se ha dimensionado la opción de cimentación mediante losa maciza, no siendo la solución más óptima para todas las tipologías.

El canto de forjado en la solución de postesado, haría inviable la solución, debido a que la losa superaría las tensiones admisibles del terreno, no siendo posible diseñar una cimentación satisfactoria mediante cimentación superficial. Habría que recurrir a cimentación profunda mediante pilotaje. Se deberían ejecutar los encepados sobre grupos de pilotes y proyectar una losa de cimentación como elemento de unión de los encepados, esta vez con un canto mucho más reducido, probablemente del orden de los 25 cm.

Un mejor trazado sobre pilares en las losas postesas, reduciría fuertemente las cargas que el postesado induce a la cimentación, haciendo posible quizás la utilización de la losa de cimentación como solución apta.

Al ser un forjado mucho más ligero, el reticular es mucho más eficiente en su cimentación que las otras dos tipologías.

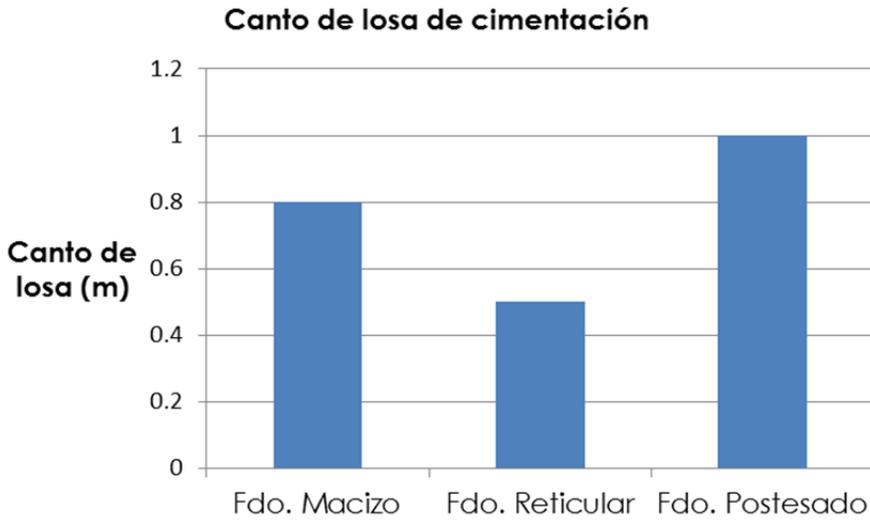


Imagen 100. Comparativa de canto de losa de cimentación.

8.3. Comparativas de pilares

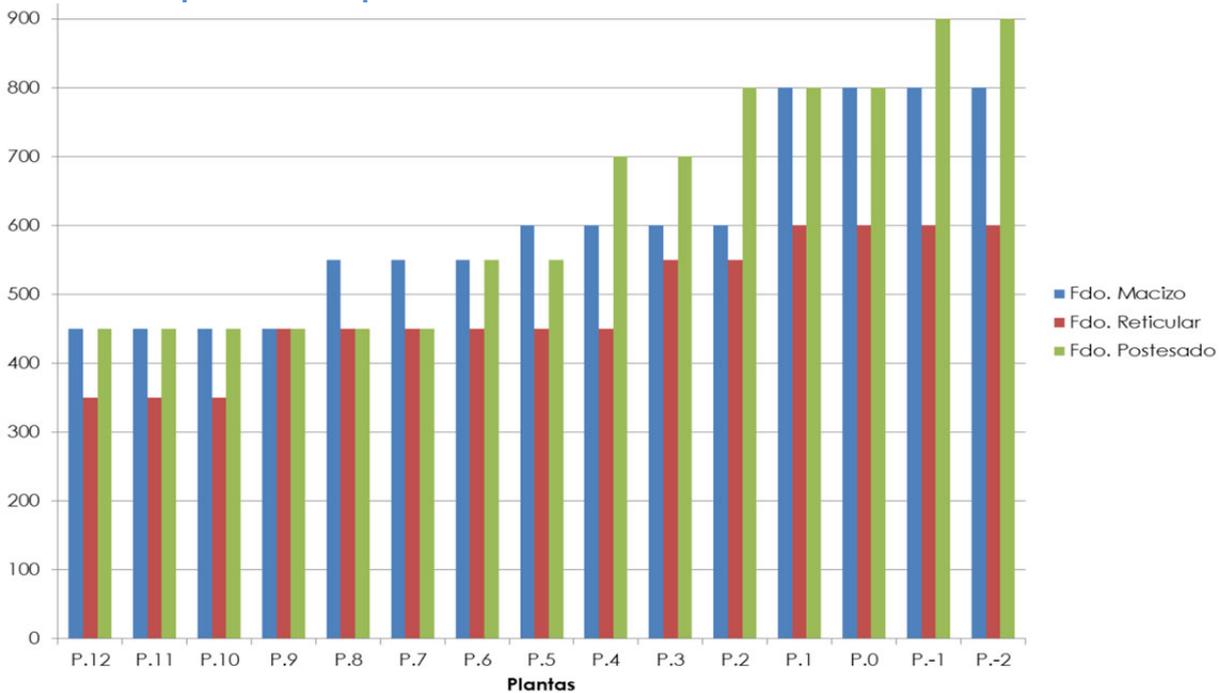


Imagen 101. Comparativa de dimensiones de pilares fck30 MPa

Utilizando hormigón H.A 30 y H.P 30, y armando los pilares con cuantías similares, las dimensiones de los pilares para la carga característica de dimensionado adquieren dimensiones muy dispares entre los 3 casos.

Las dimensiones de pilares en la tipología de forjado postesado, fruto de utilizar hormigón de resistencia fck 30MPa, quedan totalmente fuera del plano de elección por sus desmesuradas dimensiones. Se ve adecuado cambiar la resistencia característica del hormigón de pilares de esta tipología a fck 40, para conseguir dimensiones más aceptables desde el punto de vista espacial y económico.

Si comparamos pilares, la solución más eficiente, no cabe duda de que es la de forjado reticular. Su ligereza permite dimensionar pilares de dimensiones más reducidas.

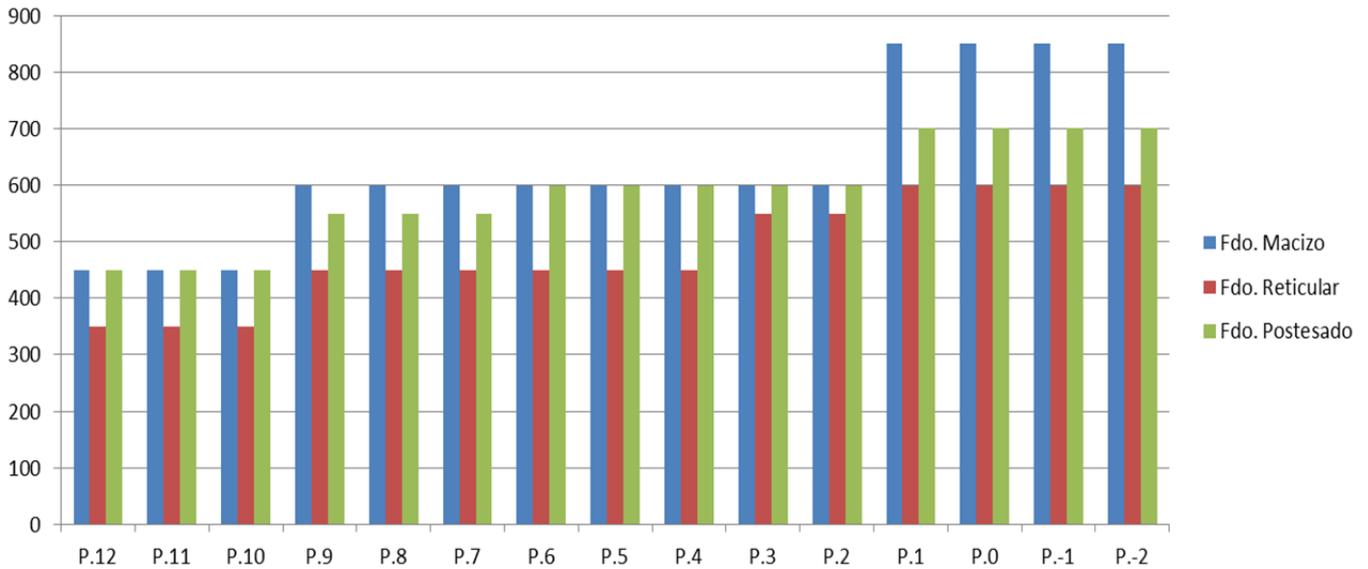


Imagen 102. Comparativa entre pilares. Postesado fck 40MPa, resto fck 30MPa

Aun aumentando la resistencia característica de los soportes de la tipología de postesado, se puede ver como el edificio de forjado reticular siguen siendo más mesurado en su solución.

8.4. Comparativas entre procesos constructivos

Debido a que estamos frente una tipología de edificación considerada en altura, el aumento por pequeño que sea del canto de cada forjado, supondrá un importante extra coste, debido que el forjado tipo se repite numerosas veces, además de un aumento nada despreciable del peso en cimentación que provocará un encarecimiento de esta partida.

Es por eso que elegir 4 juegos de cimbras en lugar de 3, reduciría hasta un 15% las cargas de diseño. En nuestro caso de estudio, las cargas más desfavorables en la tipología de forjado macizo y reticular se producirán durante su proceso de ejecución. De ahí la importancia de utilizar la estrategia de forjados de sacrificio, los cuales reducirán el aumento de cargas de diseño que genera el proceso constructivo, hasta en un 35%.

4 CIMBRAS					
Forjados iguales		Con forjados de sacrificio			
	Aumento de carga total en cimentación (Ton)	Aumento de carga respecto a carga característica de cálculo	Aumento de carga total en cimentación (Ton)	Aumento de carga respecto a carga característica de cálculo	Aumento del canto de forjados de sacrificio respecto al forjado tipo
Fdo.macizo	5676	28.70%	3512	9.90%	3cm
Fdo.Reticular	3222	17.60%	1929	3.30%	6cm
Fdo. Postesado	0	0%	0	0%	0

Tabla 101. Comparativa entre sistemas constructivos

Aparentemente, es aquí donde la tipología de forjado postesado toma cierta ventaja frente a las otras dos. Hasta el momento debido a que tanto las luces como las cargas son medianas, el postesado no había demostrado ventajas claras respecto del resto. De hecho podría parecer una opción desechable debido al requerimiento de mano de obra y equipos especializados y a la complejidad de puesta en obra derivada de los trazados de los tendones. Sin embargo, el ahorro tanto en tiempos como monetario debido a ;

- 1 .La posibilidad de ejecutarlo con un solo juego de cimbras, y
- 2 El hecho de no superar las cargas de diseño durante el proceso constructivo,
- 3 La reducción del tiempo de ejecución a la mitad de tiempo.

Aunque al ser estos entre etapas tan cortos es muy probable que no sean los que determinen el progreso de la obra, siendo otros factores constructivos los que marquen la evolución de la misma.

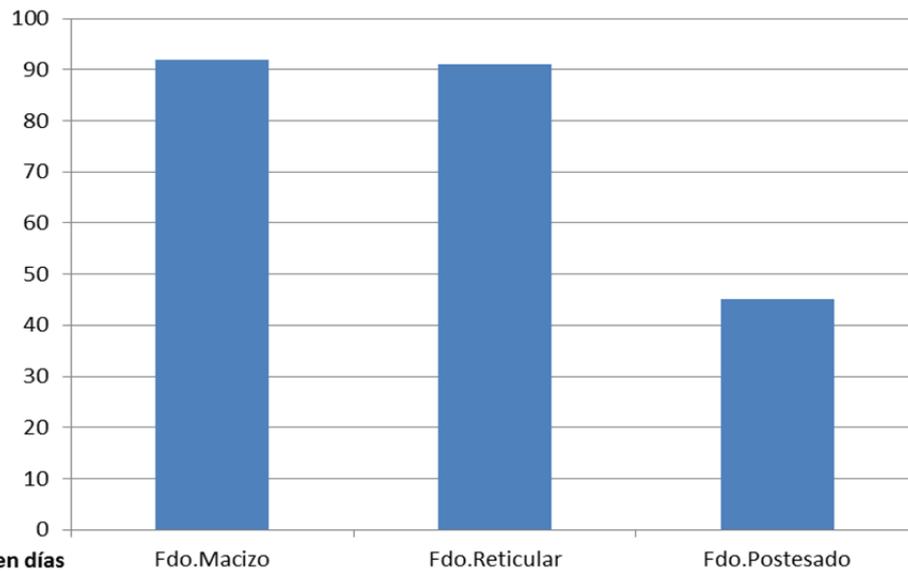


Imagen 103. Edades de construcción teóricas

Sin embargo, si se considera el tesado como carga de ejecución, el aumento de carga en cimentación producido por la fuerza de tesado sobre pilares, hace que el edificio de forjado postesado aumente las cargas en cimentación, obteniendo resultados muy similares a las causadas por el descimbrado en las otras tipologías.

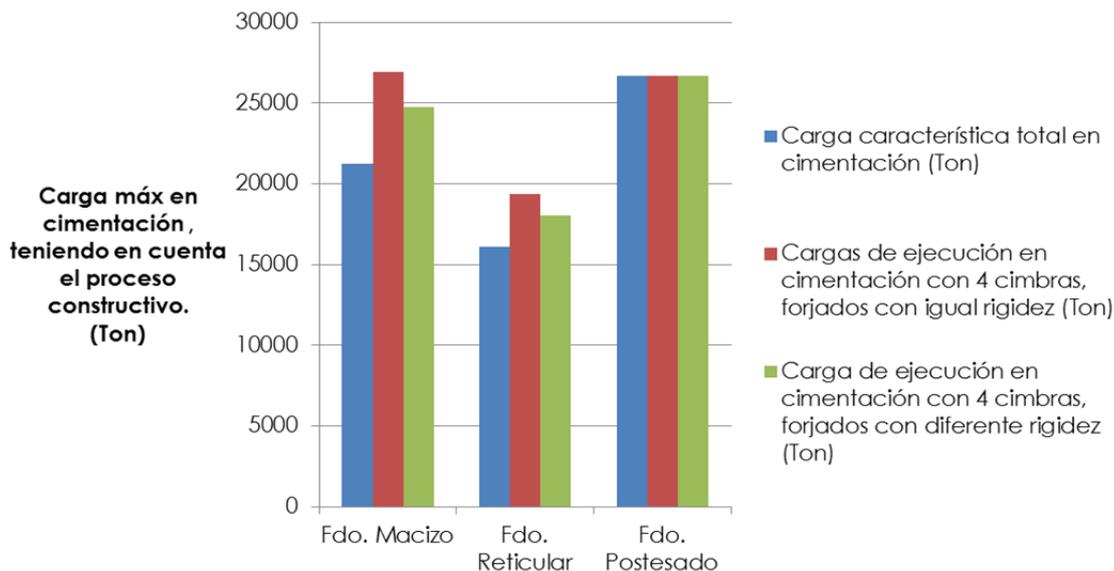


Imagen 104. Carga en cimentación

8.5. Comentarios sobre los modelos de cálculo y sus efectos en el dimensionado

Han sido necesarios multitud de modelos de cálculo para poder representar de una forma aproximada, el posible comportamiento real de la estructura.

Durante el proceso de cálculo y modelado de los modelos de cálculo, han aparecido anomalías, que en un edificio de baja altura hubiesen sido despreciables.

1-Al existir núcleos y pantallas de enorme rigidez, y dada la altura del edificio, se produce una deformación impuesta sobre los forjados. Esta deformación es fruto del incremento de deformación vertical, que se produce entre pilares respecto de los muros. El acortamiento elástico de los soportes es muy superior al de los muros, haciendo que los forjados queden colgados de estos. Obviamente es un problema de modelización, ya que en la realidad a cada planta que se

ejecuta se va corrigiendo esa posible diferencia de acortamientos. El edificio no aparece de forma instantánea en su totalidad sobre la cimentación.

En edificios de baja altura, esta diferencia de deformación es insignificante, y la producida por los efectos diferidos también puede considerarse como tal. (el-Sheikh, 1988).

Por lo tanto será de gran importancia tener en cuenta este efecto, cuando se trabaje con modelos de edificios de gran altura y los elementos verticales tengan rigideces muy dispares.

-2. El efecto que ejerce tener en cuenta la rigidez del suelo en los modelos también puede alterar enormemente los resultados.

Si los modelos están totalmente empotrados sobre el terreno, el edificio actuará como una ménsula en voladizo, se movilizarán fuerzas de compresión y tracción en los muros pantalla que buscarán el equilibrio del momento en la base generado por las acciones horizontales a partir de un par de fuerzas en los extremos del muro.

Si el modelo se encuentra apoyado sobre un terreno elástico, ante acciones horizontales el edificio tenderá a comprimir el terreno en el extremo opuesto del que provenga la acción horizontal. Provocará un aplastamiento del suelo, y el modelo tenderá a pivotar sobre su arista actuando como sólido rígido en función de la rigidez del terreno. La energía de las acciones horizontales será empleada en gran parte en deformar el suelo, reduciendo los esfuerzos solicitantes en los elementos de rigidización vertical.

Esto se resume en nuestro caso concreto, en una diferencia del 25% de las fuerzas de compresión y del 2000% de las de tracción en el muro según el modelo empleado.

Los datos geotécnicos pueden no ser muy fiables, ya sea por desconocimiento total o parcial del suelo, por lo que habrá que tener especial cuidado a la hora de elegir la modelización del problema.

3- Por último, la acción del viento, puede ser muy desfavorable si para edificios en altura utilizamos la forma simplificada de obtenerlo. Pudiendo el valor medio de la acción del viento aumentar hasta un tercio.

Modelo	Objetivo	Tipo de modelo	Efectos del Acortamiento elástico	Contabilizar Rigidez del terreno
A.1	Esfuerzos en Pilares y muros	GLOBAL	SI	NO
A.2	Esfuerzo en losa	LOCAL	NO	NO
A.3	Deformaciones en losa	GLOBAL	NO	NO
A.4	Esfuerzos en Cimentación	GLOBAL	SI	SI
B.1	Predimensionado		NO	
B.2	Esfuerzos en Pilares muros	LOCAL	SI	NO
B.3	Esfuerzos y Deformaciones en losa	GLOBAL	NO	NO
B.4	Cimentación	GLOBAL	NO	SI
C.1	Esfuerzo en losa	LOCAL	NO	
C.2	Esfuerzo en losa	LOCAL	NO	NO
C.3	Esfuerzos en Pilares	LOCAL	SI	NO
C.4	Esfuerzos en Cimentación	LOCAL	NO	SI

Tabla 102. Modelos de cálculo

8.6. Conclusión final

No hay una tipología que supere a las demás en todos los aspectos medidos en este análisis, aunque es cierto que la de forjado reticular es la más óptima en la mayoría.

Para las luces y cargas adoptadas, y tratándose de una geometría regular, la solución de reticular es la que más optimiza pilares y cimentaciones, al mismo tiempo que es la que menos m³ de hormigón emplea.

Sin embargo, es la tipología que mayor complejidad de encofrado presenta. Cabe decir que al ser un edificio en altura, la diferencia de canto que este sistema presenta frente a los otros dos, a lo largo de la altura del edificio aumentará este en 60cm en total, no siendo un problema en esta ocasión, pero quizás siendo una posible restricción en otras casuísticas.

La solución de postesado, presenta resultados magníficos frente fisuración y deformación, al mismo tiempo que supone un ahorro durante la ejecución en tiempos y número de cimbras, compensándose con el encarecimiento que supone la mano de obra y equipos especializados requeridos para su puesta en obra. El gran inconveniente de esta tipología es el alto precio a pagar en pilares y cimentación derivados de efectos del postesado.

Referencias

- [1] CALAVERA, J. (2008a). *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón . En Masa, Armado y Pretensado*. Tomo I. Ed. INTEMAC. 2º Edición. Madrid.
- [2] CALAVERA, J. (2008b). *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón . En Masa, Armado y Pretensado*. Tomo II. Ed. INTEMAC. 2º Edición. Madrid
- [3] CALAVERA, J.; GARCÍA DUTARI, L.; RODRÍGUEZ, R. (2008c). *Cálculo de Flechas en Estructuras de Hormigón Armado*. Ed. INTEMAC. 2º Edición. Madrid.
- [4] GARCÍA MESEGUER, A.; MORÁ, F.; ARROYO, J.C. (2009). *Jiménez Montoya. Hormigón Armado*. 15º Edición. Ed. Gustavo Gili. S.L. Barcelona
- [5] MARÍ, A.; ORTEGA, H.; ARIEL, G.; SÁIZ, S. (2004). *Recomendaciones para el proyecto y construcción de placas macizas de hormigón "in situ" para forjados*. 1º Edición. Barcelona.
- [6] REGALADO, F. (2003). *Los forjados reticulares, diseño, análisis construcción y patología*. CYPE ingenieros. S.A. Alicante.
- [7] REGALADO, F. (1991). *Los forjados reticulares . Manual práctico*. CYPE Ingenieros .S.A. Alicante
- [8] PEREPÉREZ, B; BARBERÁ, E (2009 b). *Estados Límites Últimos. Apuntes de Construcción III*, Capítulo 10º. Curso 2009-2010. E.T.S. de Arquitectura de Valencia.
- [9] CTE.DB.SE (2008d).
- [10] CTE.DB.SE.AE (2008e)
- [11] LACROIX, R. ; FUENTES, A. (2005) . *Hormigón pretensado, concepción cálculo ejecución*. Ed: ETA
- [12] AEP. (1996). *Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes H.P.9-96*. AEP
- [13] JOHANNSON, J. (1975). *Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas*. Ed. Marcombo
- [14] MURCIA, J.; AGUADO, A.; MARÍ, A.R. (1993) . *Hormigón Armado y Pretensado I y II*. Edicions UPC, Serie Politext
- [15] MARÍ, A.; AGUADO, A.; AGULLÓ, L.; MARTÍNEZ, F. (1998). *Ejercicios de Hormigón Estructural*. Edicions UPC, Serie Politext
- [16] EHE-08 Instrucción para el hormigón estructural
- [17] SBAROUNIS, J.A. (1984.a) Multistory flatplate buildings. Construction loas and immediate deflections. Concrete International. Abril
- [18] SBAROUNIS, J.A. (1984.b) Multistory flatplate buildings. Construction loas on long term deflections. Concrete International. Abril
- [19] STIVAROS, P.C.; HALVORSEN, G.T. (1990). Shoring/reshoring operations for multistory buildings. ACI Structural Journal. Septiembre/Octubre.
- [20] EL SAHHAT, A.M.; CHEN, W.F. (1992). Improve analysis of shore-slab interaction. ACI Structural Journal. Septiembre/Octubre.
- [21] EL-SHEIKH, M.; CHEN, W.F. (1985). *Effects of fast construction rate on deflections of R.C. Buildings*. Journal of Structural Engineering. ASCE. Vol. 3, nº5 mayo.
- [22] LUI, X.; CHEN, W.F.; BOWMAN, M.D. (1985). *Construction load analysis for concrete structures*. Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol 3, nº5. Mayo



ANEJOS.

ANEJO 1. PLANOS ARQUITECTURA

ANEJO 2. PLANOS ESTRUCTURA

ANEJO 3. COMBINACIONES DE CARGA

ANEJO 4. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA MACIZA.

ANEJO 5. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA ALIGERADA.

ANEJO 6. CÁLCULOS EN TIPOLOGÍA DE LOSA POST TESADA.

ANEJO 7. PLAN DE EJECUCIÓN DE OBRA