



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ESTUDIO DE LA PATOLOGÍA POR FISURACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO SITUADO EN LA PARCELA 4N DEL CAMPUS DE VERA DE LA UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA.

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

TITULACIÓN: MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

CURSO: 2016/17

AUTOR: PARDO GARCÍA, NURIA

TUTOR: MIGUEL SOSA, PEDRO

COTUTOR: BONET SENACH, JOSÉ LUÍS

Valencia, Junio de 2017



RESUMEN

El presente trabajo se plantea como un trabajo profesional encargado por la Universitat Politècnica de València que, pretende estudiar la patología de fisuración encontrada en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón. Este estudio se centra en los muros de sótano y losas de planta baja del edificio, donde se concentra principalmente esta fisuración.

En primer lugar, el estudio incluye una primera inspección visual y levantamiento del estado de la fisuración que fueron realizados en el año 2013. Este levantamiento fue revisado en el marco de este trabajo, realizando un completo seguimiento del progreso y comportamiento de las fisuras que, concluyó con la última inspección técnica realizada en febrero de 2016. El objetivo principal de esta inspección era comprobar si se trataba de una fisuración en evolución o se trataban de fisuras estabilizadas.

En segundo lugar, se plantea un análisis exhaustivo de los elementos estructurales más afectados con el fin de averiguar la principal causa de la patología. Este análisis se divide en dos grandes bloques diferenciados.

Por un lado, se analiza el comportamiento lineal de la estructura formada por la planta baja y planta sótano del edificio en cuestión. Se pretende estudiar el efecto que generarían en la estructura las principales hipótesis de causas de la fisuración. Tras descartar que el origen de la fisuración sea por cargas aplicadas directamente a la estructura, se analizan los posibles orígenes debidos a acciones indirectas cuyos efectos coincidan con la distribución de fisuras recogida en el levantamiento previo. Se estudia el efecto de la retracción del hormigón y la contracción térmica debida a la pérdida del calor de hidratación del cemento tras el hormigonado de ambas losas de planta baja. Su análisis confirma que estas acciones indirectas son las principales causas de la fisuración, puesto que su comportamiento se ajusta a la perfección al de la patología estudiada.

Por otro lado, se realiza una simulación mediante un completo análisis no lineal por elementos finitos, del comportamiento de la losa más afectada por la patología. Esta simulación ha permitido verificar tanto el comportamiento en servicio como la seguridad frente a las acciones de proyecto.

Finalmente, se proponen las medidas correctoras oportunas que por durabilidad la estructura necesitaría.



ÍNDICE

1. OBJETO.....	1
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DE OBJETIVOS.....	1
2. INTRODUCCIÓN.....	2
2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN.....	2
2.2. HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS.....	2
2.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	3
2.3.1. DESCRIPCIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO.....	3
2.3.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	4
2.3.3. DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA PARTE ANALIZADA.....	10
2.4. ACCIONES A CONSIDERAR.....	12
2.4.1. ACCIONES PERMANENTES.....	12
2.4.2. ACCIONES VARIABLES.....	13
2.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	14
2.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	16
2.6.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	16
2.6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	16
3. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	19
3.1. FISURACIÓN DETECTADA EN 2013.....	20
3.2. ACTUALIZACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA FISURACIÓN DETECTADA EN 2016.....	25
4. SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO FRENTE A ACCIONES DIRECTAS E INDIRECTAS. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	28
4.1. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	28
4.2. MODELO.....	28
4.3. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS TERMOHIGROMÉTRICOS DEL HORMIGÓN.....	30
4.3.1. RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN.....	31
4.3.2. CONTRACCIÓN POR LA PÉRDIDA DEL CALOR DE HIDRATACIÓN DEL CEMENTO.....	34
4.3.3. RESULTADOS DEL MODELO.....	39



4.3.4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	49
4.4.	VERIFICACIÓN DEL ARMADO EXISTENTE FRENTE A ESTADOS LÍMITES DE ROTURA.....	55
5.	DIAGNÓSTICO DE LAS CAUSAS DE LA PATOLOGÍA.....	69
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA FISURACIÓN OBSERVADA.....	69
5.2.	POSIBLES CAUSAS DE LA FISURACIÓN.....	70
5.2.1.	FISURACIÓN DEBIDA A ACCIONES DIRECTAS.....	70
5.2.2.	FISURACIÓN DEBIDA A ACCIONES INDIRECTAS.....	71
5.3.	CONCLUSIONES.....	73
6.	SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE LA LOSA DE MENOR CANTO.....	74
6.1.	NO LINEALIDAD MECÁNICA.....	74
6.2.	COMPORTAMIENTO ORTOTRÓPICO DEL HORMIGÓN ARMADO.....	75
6.3.	MODELO.....	75
6.4.	PRUEBA DE CARGA.....	80
6.4.1.	PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA DE CARGA.....	81
6.4.2.	EQUIPOS DISPUESTOS.....	84
6.4.3.	RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	88
6.4.4.	ANÁLISIS DE LOS DATOS EXPERIMENTALES.....	91
6.4.5.	MODELIZACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.....	94
6.4.6.	COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS DEL MODELO Y LOS DATOS EXPERIMENTALES.....	95
6.4.7.	CONCLUSIONES.....	98
6.5.	VERIFICACIÓN DE LOS PRINCIPALES ESTADOS LÍMITE.....	99
6.5.1.	ELU EN ROTURA.....	99
6.5.2.	COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	106
7.	RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	112
8.	PROPUESTAS DE POSIBLES MEDIDAS CORRECTORAS DE LA PATOLOGÍA ESTUDIADA.....	116
9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Características de la losa inferior de cimentación (Planta Sótano).</i>	4
<i>Tabla 2. Características de la losa de gran canto de planta baja.</i>	8
<i>Tabla 3. Características de la losa de canto 40 cm de planta baja.</i>	9
<i>Tabla 4. Características del forjado de las Plantas 1 a 4.</i>	9
<i>Tabla 5. Características del forjado de cubierta.</i>	9
<i>Tabla 6. Tipología y características de pilares.</i>	11
<i>Tabla 7. Tipología y características de muros interiores.</i>	12
<i>Tabla 8. Características del hormigón en elementos de cimentación.</i>	14
<i>Tabla 9. Características del hormigón en elementos estructurales.</i>	14
<i>Tabla 10. Características de durabilidad del hormigón.</i>	14
<i>Tabla 11. Recubrimiento de armado.</i>	15
<i>Tabla 12. Características de acero para armar.</i>	15
<i>Tabla 13. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.</i>	17
<i>Tabla 14. Coeficientes de simultaneidad (Ψ) (CTE).</i>	18
<i>Tabla 15. Coeficientes de simultaneidad (Ψ) (Eurocódigo).</i>	18
<i>Tabla 16. Coeficientes parciales de minoración de los materiales.</i>	19
<i>Tabla 17. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en muros internos.</i>	41
<i>Tabla 18. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en losa de cimentación y muros perimetrales.</i>	41
<i>Tabla 19. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en ambas losas.</i>	41
<i>Tabla 20. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.</i>	57
<i>Tabla 21. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.</i>	58
<i>Tabla 22. Verificación de tensiones en la armadura.</i>	59
<i>Tabla 23. Verificación de tensiones en las bielas.</i>	59
<i>Tabla 24. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.</i>	60
<i>Tabla 25. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.</i>	61
<i>Tabla 26. Verificación de tensiones en la armadura.</i>	61
<i>Tabla 27. Verificación de tensiones en las bielas.</i>	61
<i>Tabla 28. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.</i>	62
<i>Tabla 29. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.</i>	63
<i>Tabla 30. Verificación de tensiones en la armadura.</i>	64
<i>Tabla 31. Verificación de tensiones en las bielas.</i>	64
<i>Tabla 32. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.</i>	64



<i>Tabla 33. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.</i>	66
<i>Tabla 34. Verificación de tensiones en la armadura.</i>	66
<i>Tabla 35. Verificación de tensiones en las bielas.</i>	66
<i>Tabla 36. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.</i>	67
<i>Tabla 37. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.</i>	68
<i>Tabla 38. Verificación de tensiones en la armadura.</i>	69
<i>Tabla 39. Verificación de tensiones en las bielas.</i>	69
<i>Tabla 40. Máximo desplazamiento vertical en los captadores (mm).</i>	91
<i>Tabla 41. Máxima abertura de fisura (mm).</i>	93
<i>Tabla 42. Características de la losa en condiciones de agotamiento.</i>	100
<i>Tabla 43. Comparativa de flechas (mm).</i>	108

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Plano de planta sótano.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2. Plano de planta baja.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 3. Plano de planta primera.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 4. Plano de planta segunda.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 5. Plano de planta tercera.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 6. Plano de planta casetón.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 7. Nomenclatura, dimensión y armado de los diferentes pilares.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 8. Sobrecarga de uso de la planta baja.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 9. Levantamiento de fisuras en la losa de planta baja a 25/01/2013 (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>21</i>
<i>Figura 10. Levantamiento de fisuras en la losa de planta baja a 25/01/2013 (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>21</i>
<i>Figuras 11 y 12. Abertura de fisura en losa de 40 cm (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>22</i>
<i>Figuras 13 y 14. Final de fisura en losa de 90 cm y fisuras en zona central de muro interior (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>22</i>
<i>Figuras 15 y 16. Evolución de fisura en losa de 40 cm y fisuras a 45º en muro interior (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>22</i>
<i>Figuras 17 y 18. Fisuras a 45º en sala de instalaciones y fisuras en zona central del muro interior (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>23</i>
<i>Figuras 19 y 20. Comprobación de abertura de fisura del día 25/01/2013 y Fisuración a 45º en el lado opuesto a la sala de instalaciones (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>23</i>
<i>Figuras 21 y 22. Fisura en losa de 90cm (aparente estabilización) y fisuras a 45º en muro interior. (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>24</i>
<i>Figura 23. Aparente estabilización de fisuración en zona central del muro interior. (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>24</i>
<i>Figura 24. Evolución de la fisuración en muros interiores de sótano (10/02/2016).</i>	<i>25</i>
<i>Figura 25. Evolución de la fisuración en muros interiores de sótano (10/02/2016).</i>	<i>26</i>
<i>Figuras 26 y 27. Fisuración de la losa de canto 40 en su cara superior e inferior.....</i>	<i>26</i>
<i>Figuras 28 y 29. Fisuración en muro interno en el extremo izquierdo y derecho.....</i>	<i>27</i>
<i>Figuras 30 y 31. Abertura de fisura en losa de canto 40 y muros interiores respectivamente.....</i>	<i>27</i>
<i>Figuras 32 y 33. Fisuración en losa de gran canto cara superior e inferior.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 34. Modelo implementado en SAP2000.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 35. Evolución del calor de hidratación del cemento en función del tiempo.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 36. Influencia de la temperatura del hormigón fresco y de su exposición en el plazo de máxima temperatura. (Cemento tipo I, temperatura ambiente igual a la del hormigón, difusividad= 1120 cm²/día).....</i>	<i>36</i>

<i>Figura 37. Aumento de temperatura en hormigón con 223 kg/m³ de cemento tipo I. (Difusividad de 1120 cm³/día. Temperatura del hormigón fresco igual a la del ambiente, en el momento de vertido).....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 38. Difusión de calor en el aire debida a la diferencia de temperatura aire-hormigón. (Difusividad 1120 cm²/día).....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 39. Difusion del calor de cuerpos sólidos.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 40. Diagrama de máximas tensiones Smax en losa de gran canto (PP+Retracción).</i>	<i>44</i>
<i>Figura 41. Diagrama de máximas tensiones Smax en losa de 40 cm canto (PP+Retracción).....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 42. Diagrama de máximas tensiones Smax en muros internos de 35 cm de espesor (PP+Retracción).....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 43. Diagrama de máximas tensiones Smax en muros 30 cm de espesor (PP+Retracción). 46</i>	
<i>Figura 44. Diagrama de máximas tensiones Smax en losa de gran canto (PP+Retracción+C.Hidratación).....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 45. Diagrama de máximas tensiones Smax en losa de 40 cm de canto (PP+Retracción+C.Hidratación).....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 46. Diagrama de máximas tensiones Smax en muros internos de 35 cm de espesor (PP+Retracción+C.Hidratación).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 47. Diagrama de máximas tensiones Smax en muros 30 cm de espesor (PP+Retracción+C.Hidratación).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 48. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en losa de 90 cm de canto.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 49. Levantamiento de las fisuras en la cara inferior de la losa de 90 cm a fecha de 10/02/2016.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 50. Diagrama de las direcciones principales de losa de 40cm de canto.</i>	<i>52</i>
<i>Figura 51. Levantamiento de las fisuras en la cara superior de la losa de 40 cm a fecha de 10/02/2016.</i>	<i>52</i>
<i>Figura 52. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en muros de 35 cm de espesor.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 53. Levantamiento de fisuras en muro interior de 35 cm de espesor a fecha de 11/02/2013 (AICEQUIP, (2013)).</i>	<i>53</i>
<i>Figura 54. Fotografía de fisuras en muro interior de 35 cm de espesor (ambos extremos) en 2016.</i>	<i>54</i>
<i>Figura 55. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en muros de 30 cm de espesor.</i>	<i>54</i>
<i>Figura 56. Levantamiento de fisuras en muro interior de 30 cm de espesor a fecha de 10/02/2016.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 57. Diagrama de Mx y esfuerzos concomitantes a Mx máximo.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 58. Diagrama de My y esfuerzos concomitantes am My máximo.</i>	<i>59</i>

<i>Figura 59. Diagrama de M_x y esfuerzos concomitantes al M_x máximo negativo.</i>	62
<i>Figura 60. Diagrama de M_y y esfuerzos concomitantes al M_y máximo negativo en el punto marcado.</i>	64
<i>Figura 61. Diagrama de M_y y esfuerzos concomitantes en el punto marcado.</i>	67
<i>Figura 62. Diagrama típico tensión-deformación.</i>	74
<i>Figura 63. Vista en planta de la losa analizada.</i>	75
<i>Figura 64. Vista en 3D de la losa analizada.</i>	76
<i>Figura 65. Definición de las capas de la sección analizada.</i>	77
<i>Figura 66. Agrupación de zonas según la cuantía de armado dispuesta.</i>	78
<i>Figura 67. Curva tensión-deformación del acero.</i>	78
<i>Figura 68. Curva tensión-deformación del hormigón.</i>	79
<i>Figura 69. Aproximación trilineal a la curva tensión deformación.</i>	79
<i>Figura 70. Localización de la prueba de carga en Planta Baja del ICITECH.</i>	81
<i>Figuras 71 y 72. Sellado de la superficie y resina empleada.</i>	82
<i>Figuras 73 y 74. Medios para transportar los palés.</i>	84
<i>Figura 75. Disposición de captadores (verde) y extensómetros (naranja)</i>	85
<i>Figuras 76, 77 y 78. Montaje del captador digital de desplazamiento.</i>	85
<i>Figuras 79 y 80. Extensómetro y medidor de humedad y temperatura</i>	86
<i>Figuras 81 y 82. Reloj comparador analógico vertical (rango de 30 mm) y reloj comparador analógico horizontal (rango de 5mm).</i>	87
<i>Figura 83 y 84. Captador analógico y montaje de ambos captadores (analógico y digital)</i>	87
<i>Figura 85. Extensómetro digital y captador analógico.</i>	88
<i>Figura 86. Flecha (mm) frente al tiempo de cada uno de los captadores.</i>	89
<i>Figura 87. Comparativa de la temperatura y humedad frente al tiempo en ambas plantas.</i>	90
<i>Figura 88. Comparativa del desplazamiento vertical (mm) en captadores tras la prueba de carga.</i>	95
<i>Figura 89. Gráfica Flecha-Escalón de carga del captador C3.</i>	96
<i>Figura 90. Gráfica Carga- Desplazamiento del captador C3.</i>	97
<i>Figuras 91 y 92. Gráfica Carga- Desplazamiento en los captadores C2 y C5.</i>	98
<i>Figuras 93 y 94. Curva de Carga total (KN) Vs Máximo desplazamiento (m) del análisis 1 y 2 respectivamente.</i>	101
<i>Figura 95. Tensiones principales del hormigón en dirección Y en la cara inferior.</i>	102
<i>Figura 96. Tensiones principales del hormigón en dirección X en la cara inferior.</i>	102
<i>Figura 97. Tensiones principales del hormigón en dirección Y en la cara superior.</i>	103
<i>Figura 98. Tensiones principales del hormigón en dirección X en la cara superior.</i>	103
<i>Figura 99. Tensión del armado en la dirección X en la capa inferior.</i>	104
<i>Figura 100. Tensión del armado en la dirección Y en la capa inferior.</i>	104



<i>Figura 101. Tensión del armado en la dirección X en la capa superior.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 102. Tensión del armado en la dirección Y en la capa superior.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 103. Valor de la flecha en ELS de flechas (Integridad).....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 104. Valor de la flecha en mm (ELS de flechas. Confort).</i>	<i>108</i>
<i>Figura 105. Valor de la flecha en mm (ELS de flechas. Apariencia).</i>	<i>108</i>



ÍNDICE DE ANEJOS

- I. PLANOS DEL PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN DEL EDIFICIO ICITECH.
- II. LEVANTAMIENTO DE FISURAS Y REPORTAJE FOTOGRÁFICO.
- III. CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN.
- IV. COMPROBACIÓN TENSIONAL Y DE ARMADO EN LOSA.

1. OBJETO.

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

La construcción del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón se lleva a cabo en el año 2012. Una vez finalizada, se comienzan a detectar fisuras en la planta baja y sótano por parte de la propiedad. Los elementos estructurales más afectados en la planta baja las principales son la losa de 40 cm de canto, cuya función es de sala de hormigonado y prensas, y la losa de 90 cm donde se realizan los ensayos.

En referencia a la planta sótano del edificio, predomina la fisuración en los muros internos portantes. Tanto el muro portante de la losa de 90 cm que separa la misma en dos partes iguales, como el sustentante en la zona que conectan ambas losas, son los más fisurados. Los muros internos transversales también presentan esta patología; mientras que los muros perimetrales de fachada no se ven prácticamente afectados.

Ante tal patología del hormigón armado, se ha decidido realizar el presente documento que trata de evaluar la problemática existente y su futura evolución.

1.2. PLANTEAMIENTO DE OBJETIVOS.

El objetivo del presente documento plantea el estudio y análisis de la distribución de las fisuras aparecidas en el edificio ICITECH para poder identificar su origen. Para ello, el estudio se centra en los elementos estructurales más afectados por dicha patología, siendo las losas de planta baja y los muros internos que las sustentan. En caso de ser necesario se aportan futuras soluciones para su reparación.

En primer lugar, se realiza un profundo seguimiento del estado de las fisuras durante un periodo de tiempo de tres años. Este estudio sirve para replantear la localización y abertura de todas las fisuras halladas en la planta sótano y planta baja del edificio.

Posteriormente se modeliza la estructura, compuesta por las dos plantas en las que se focaliza la fisuración, mediante un software de cálculo que trabaja con elementos finitos. Una vez introducido el modelo en el software, se realiza un análisis lineal del comportamiento de la estructura simulando sus condiciones de carga en servicio y las deformaciones impuestas por motivos reológicos y térmicos. Del análisis realizado se extraen las principales causas que han favorecido a la fisuración descrita.

A continuación se pretende hallar una simulación del comportamiento de los elementos una vez fisurados. Para ello se modeliza, nuevamente en el software de cálculo, el elemento más castigado por dicha patología. El objetivo de este estudio es analizar el comportamiento no lineal de los elementos más castigados, así como comprobar si las fisuras observadas han afectado notablemente a la capacidad resistente de la estructura. Este análisis se centra en estudiar la

capacidad resistente del hormigón fisurado, tanto en situaciones de servicio como cuando es llevado hasta rotura.

Al observar la propiedad el grado de fisuración tan elevado y, teniendo en cuenta las solicitaciones de acciones tan importantes a las que se ve expuesto el laboratorio, se decidió realizar una prueba de carga para asegurar las condiciones resistentes. Una detallada descripción del proceso será incluida en este documento, siguiendo paso a paso el comportamiento de la estructura en el momento de realizar la prueba de carga y tras la misma.

Por último el documento concluye con las principales conclusiones derivadas de cada uno de los análisis realizados, enmarcando la principal causa de la patología y si ésta ha dañado la capacidad estructural del edificio. En caso de ser necesario, se propondrán medidas correctoras para subsanar las deficiencias que presenta la estructura y mejorar su comportamiento.

2. INTRODUCCIÓN.

2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN.

Para la redacción de este documento se han seguido las siguientes Normas e Instrucciones:

- Norma Europea UNE-EN 1990: Eurocódigo 0. Bases para el cálculo de estructuras, AENOR, 2013.
- Norma Europea UNE-EN 1992-1-1: Eurocódigo 2. Proyectos de estructuras de hormigón, AENOR, 2003.
- Instrucción de Hormigón Estructural: EHE-08, Ministerio de fomento, 2010.
- Código Técnico de la Edificación (CTE_DB-SE-AE): Documento Básico Seguridad Estructural- Acciones en la edificación, 2010.
- Código Técnico de la Edificación (CTE_DB-SE-C): Documento Básico Seguridad Estructural- Cimientos, 2010.

2.2. HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS.

Los materiales utilizados para desarrollar el presente trabajo han sido:

- El software de cálculo *SAP2000*, que consiste en un software integrado de análisis y diseño de estructuras por elementos finitos. (*CSI Computer & Structures Inc, (2014)*) El cual basa sus cálculos en métodos matriciales de rigidez.
- La Hoja Excel de *Dimensionamiento a través de Tensiones normales de Placa.XLMS* (aportada por el Departamento de la Ingeniería de la Construcción y P.I.C.)

- La Hoja Excel de *Comprobación y Dimensionamiento de membranas_EC2.XLMS* (aportada por el Departamento de la Ingeniería de la Construcción y P.I.C.)

2.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

2.3.1. DESCRIPCIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO.

El edificio objeto de estudio cuenta con una planta de 36.27 x 33.28 m² dividida en dos volúmenes claramente diferenciados.

Por un lado se encuentra la zona de oficinas, con una altura de cuatro plantas más cubierta (cota +20.00) y casetón (cota +24.00).

Por otro lado se ubica el laboratorio de ensayos que alcanza la cota +24.00. Se trata de un espacio diáfano que no cuenta con forjados intermedios. En él se alberga la zona de ensayos, el muro de reacción y el puente grúa cuya carga máxima es de 20 toneladas.

El edificio está formado por seis plantas accesibles, el sótano, la planta baja, y sobre ésta cuatro plantas más sin incluir la cubierta.

La primera planta alberga la zona de laboratorios de química, almacén y sala de reuniones.

En la segunda y tercera planta se encuentran las zonas administrativas, despachos y aulas. La última planta la componen los cuartos y terrazas destinados a albergar las instalaciones del edificio.

La planta baja alberga el hall principal, la zona de laboratorios de materiales, cámaras húmedas, sala de prensas, sala de hormigonado y sala de ensayos. En el extremo suroeste se localizan las aberturas para la descarga de áridos y, en el noroeste se encuentra el acceso de los camiones a la sala de ensayos. La sala de ensayos se concibe como un espacio diáfano que abarca la totalidad de la altura del edificio. En ella se encuentra el muro de reacción, el cual es controlado desde las galerías de mantenimiento albergadas en su cara interior. Para acceder a las galerías se dispone de una escalera metálica propia. Las salas de hormigonado y prensas, a diferencia de la sala de ensayos, solo cuentan con una doble altura que facilita la instalación de la maquinaria.

La planta de sótano está situada a cota -4.50. En ella se efectúan los trabajos de anclado para los ensayos, y cuenta con zonas destinadas a almacén de áridos y materiales, así como otros espacios para instalaciones. El sótano alberga la losa de carga y se encuentra comunicada con la planta baja a través de una plataforma hidráulica que conecta ambas plantas.

Nombrar que en el Anejo I adjuntado al final del documento se han incluido todos los planos de proyecto del edificio aportados por *AICEQUIP, (2009)*.

2.3.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

2.3.2.1. CIMENTACIÓN.

El sistema estructural de la cimentación consta de una cimentación superficial complementada con el muro perimetral del edificio y las losas de planta baja, el conjunto de todas ellas forma un cajón bicelular.

La cimentación se sitúa a cota -4.50 y está conformada por un cajón de canto igual a la excavación de sótano.

En la zona de ensayos, este cajón bicelular está formado por la losa de ensayo de la planta baja de 0.90 m de canto, y la losa inferior de cimentación del mismo canto. En la zona de oficinas se le da continuidad a la losa de cimentación de 0.90 m mientras que, en planta baja se establece una losa de 0.4 m de canto.

La losa superior se describirá en el siguiente apartado, mientras que las principales características de la inferior se detallan a continuación:

LOSA INFERIOR DE CIMENTACIÓN

Tipo	Losa de hormigón armado HA-30
Canto	90 cm
Armado base inferior	Ø16 20x20
Armado base superior	Ø16 20x20
Peso propio	22.50 KN/m ²

Tabla 1. Características de la losa inferior de cimentación (Planta Sótano).

Para un buen funcionamiento de la cimentación, ésta se complementa con los muros de hormigón armado perimetrales de 0.40 m de espesor. Estos sirven para la contención de tierras y como elemento de conexión entre losas superior e inferior. Aparecen dos muros interiores de 35 cm de espesor, uno bajo la losa de gran canto, y otro bajo la conexión de las losas de canto diferente. Existen muros interiores transversales a los citados anteriormente, de 30 cm de espesor, situados bajo la losa de menor canto. En la *Figura 1* se muestra el plano de planta sótano y se marcan los muros citados anteriormente.

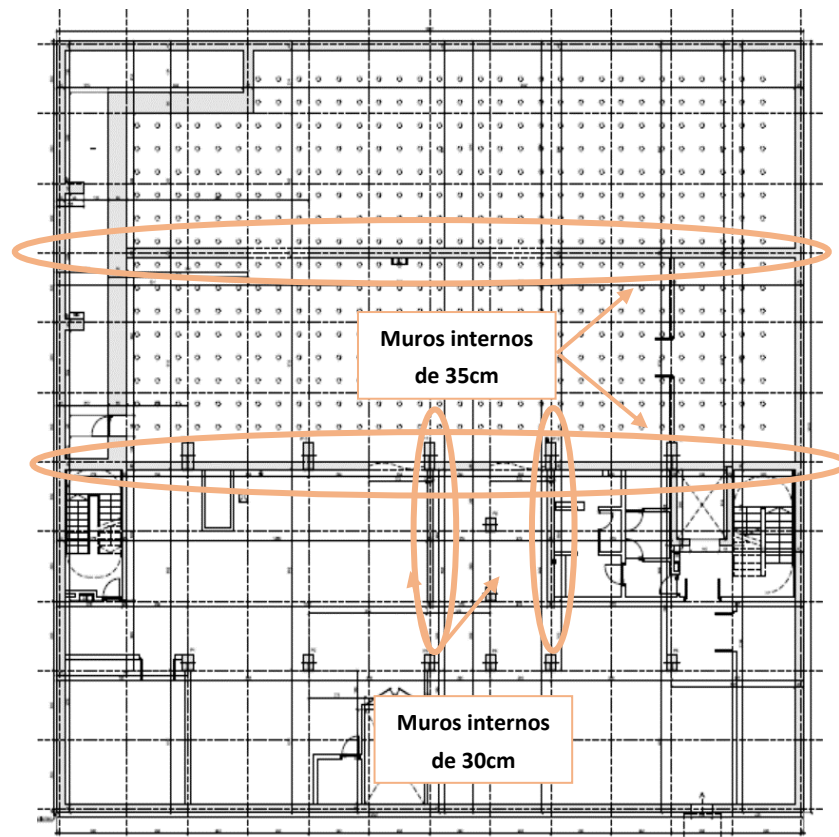


Figura 1. Plano de planta sótano.

2.3.2.2. ESTRUCTURA PORTANTE Y ESTRUCTURA HORIZONTAL.

El sistema principal sustentante a cargas verticales es el muro de carga perimetral de hormigón armado. Éste conforma el apoyo de los forjados de oficinas y en la zona de ensayos establece los apoyos de las vigas de cubierta y el puente grúa. La zona de oficinas consta de dos crujeías de 9 y 6 metros respectivamente, en la que se enmarcan dos alineaciones de pilares que suponen el sustento de los forjados de oficinas. A su vez, la alineación más interior de pilares supone el apoyo también del puente grúa de la nave de ensayos y las vigas de gran luz de la cubierta.

Se trata de una estructura multiplanta de hormigón armado, formada por los muros portantes de fachada, los muros interiores y los pilares de sección prismática rectangular. Además incluye los forjados de losa maciza en planta baja (de 0.4 y 0.9 m de canto) y forjados unidireccionales de losas alveolares en las plantas altas de oficina. Para comprender la estructura se muestra en las siguientes imágenes los planos de las diferentes plantas:

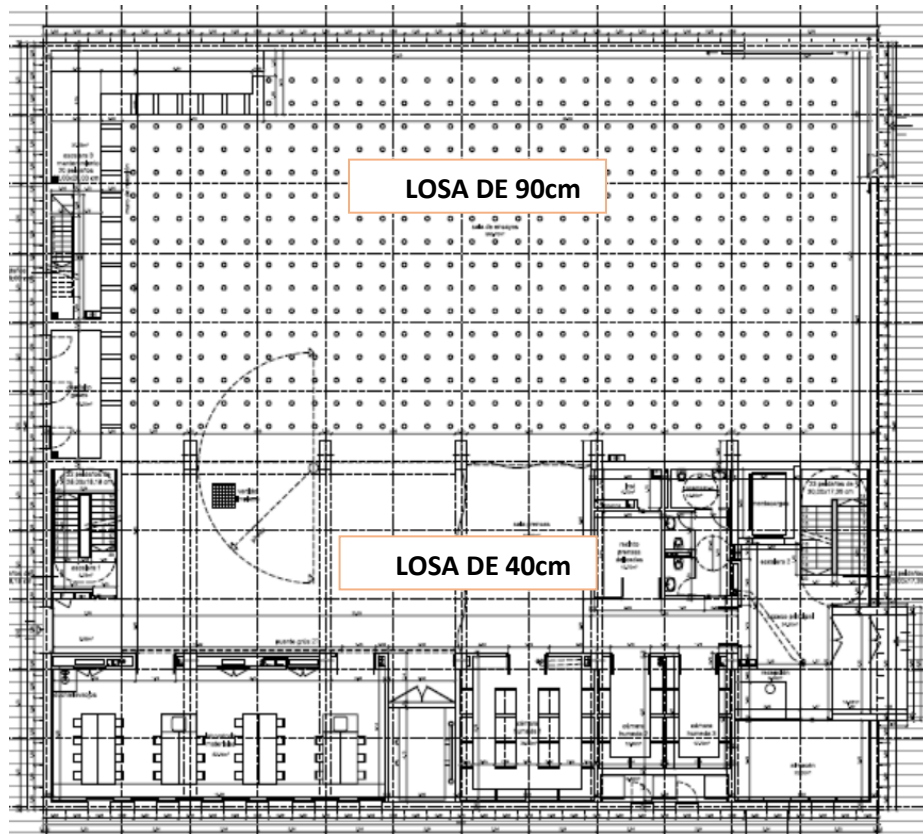


Figura 2. Plano de planta baja.

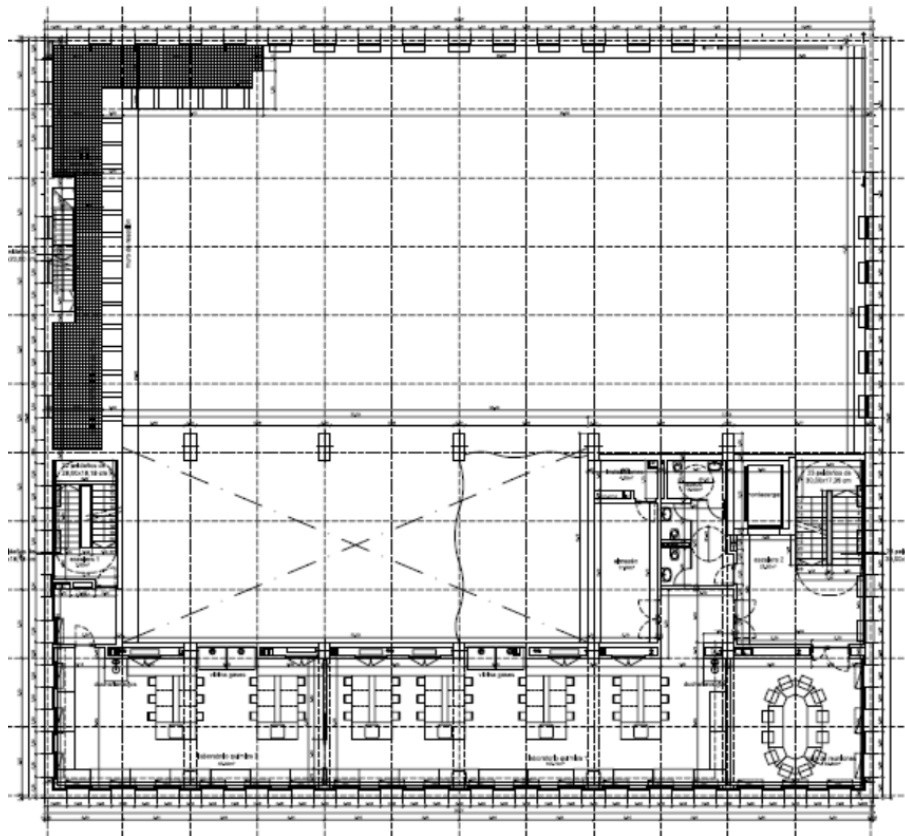


Figura 3. Plano de planta primera.

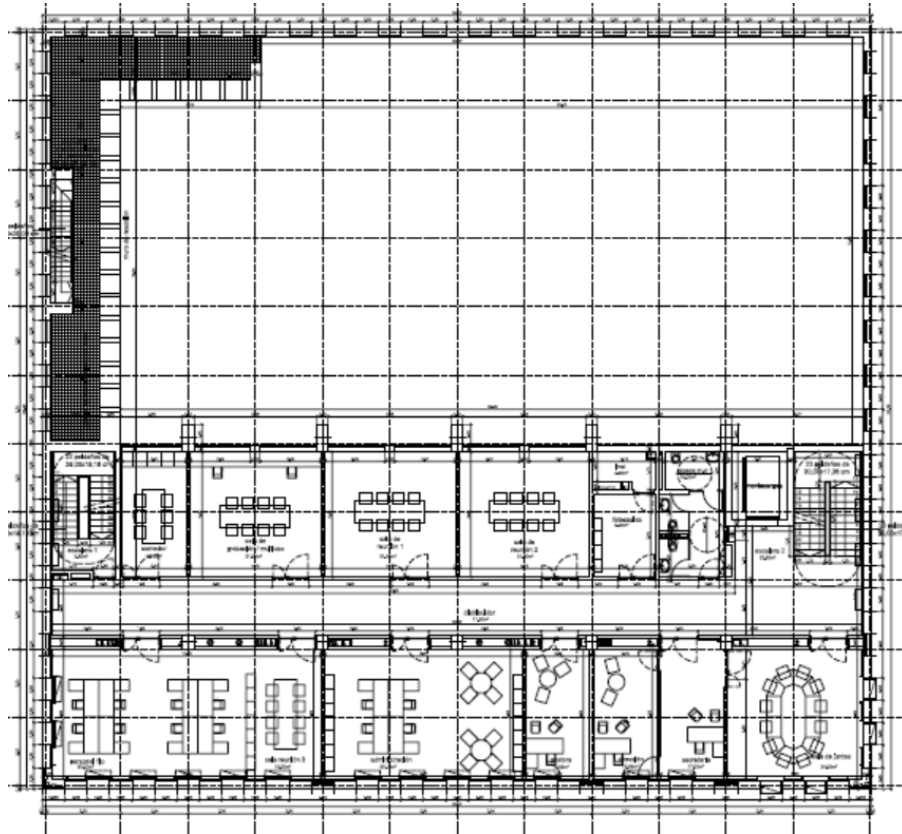


Figura 4. Plano de planta segunda.

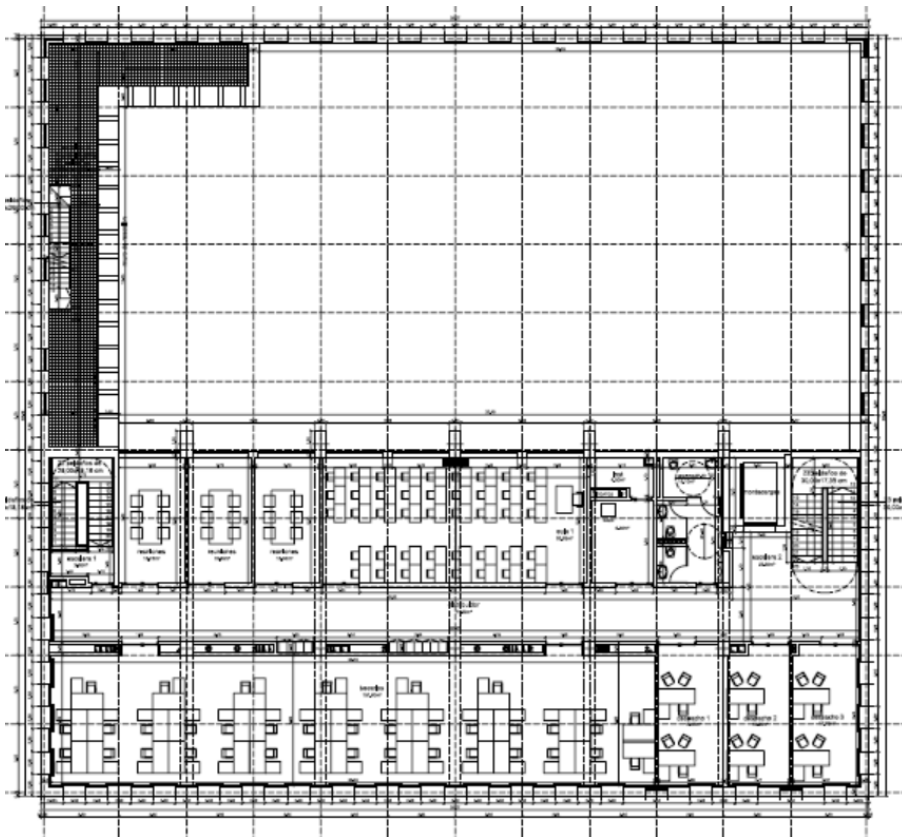


Figura 5. Plano de planta tercera.

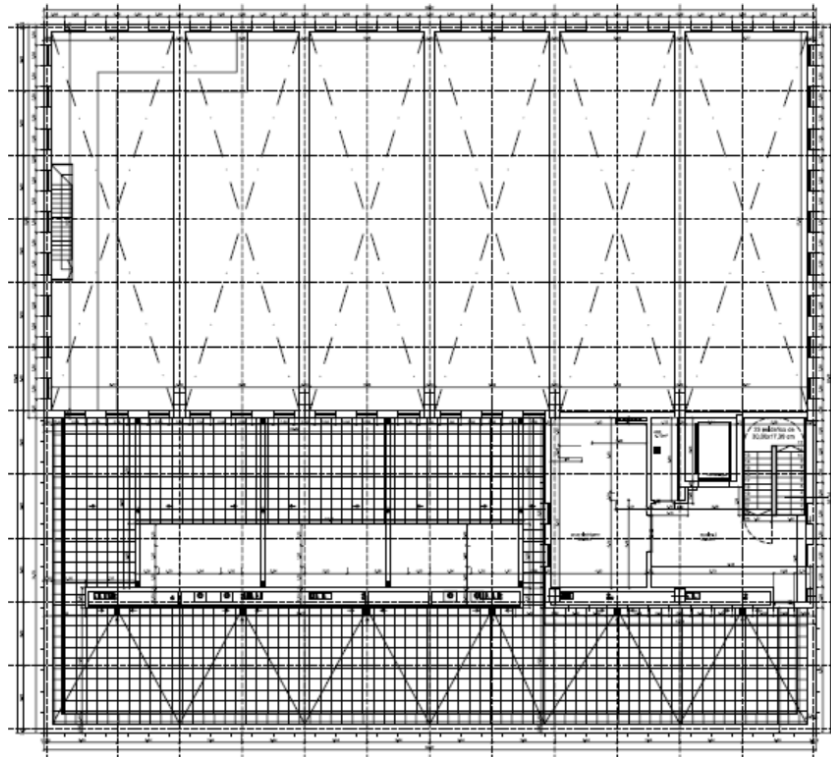


Figura 6. Plano de planta casetón.

A continuación se muestran las características geométricas de los forjados utilizados:

○ **FORJADOS DE LA PLANTA BAJA:**

LOSA DE GRAN CANTO (90 CM)

Tipo	Losa de hormigón armado HA-30
Canto	90 cm
Capa de compresión	90 mm
Armado base inferior	Ø16 20x20
Armado base superior	Ø16 20x20
Distancia mín. eq. al eje	45+8 mm
Peso propio	22.50 KN/m ²
Resistencia al fuego	REI 180

Tabla 2. Características de la losa de gran canto de planta baja.

LOSA DE 40 CM CANTO

Tipo	Losa de hormigón armado HA-30
Canto	40 cm
Capa de compresión	40 mm
Armado base inferior	Ø12 20x20
Armado base superior	Ø12 20x20
Distancia mín. eq. al eje	45+6 mm
Peso propio	10.00 KN/m ²
Resistencia al fuego	REI 180

Tabla 3. Características de la losa de canto 40 cm de planta baja.○ **FORJADOS DE PLANTAS DE OFICINA:****PLACA ALVEOLAR DE FORJADOS DE PLANTAS 1, 2, 3 Y 4**

Tipo	Placa alveolar de hormigón armado HA-30
Canto	20+5 cm
Ancho de placa	120/60 mm
Armado superior	Ø16 c/60 (longitud en planos)
Mallazo	ME 15x15 AØ5-5 B500-T
Peso propio	4.20 KN/m ²
Resistencia al fuego	R 90

Tabla 4. Características del forjado de las Plantas 1 a 4.○ **FORJADOS DE CUBIERTA:****PLACA ALVEOLAR DE FORJADOS DE CUBIERTA**

Tipo	Placa alveolar de hormigón armado HA-30
Canto	15+5 cm
Ancho de placa	120/60 mm
Armado superior	Ø16 c/60 (longitud en planos)
Mallazo	ME 15x15 AØ5-5 B500-T
Peso propio	3.80 KN/m ²
Resistencia al fuego	R 90

Tabla 5. Características del forjado de cubierta.

2.3.3. DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA PARTE ANALIZADA.

El edificio ICITECH en su conjunto no es objeto de este trabajo, sí lo son la planta baja y el sótano. En especial, el conjunto formado por las losas de ambas plantas, el muro perimetral que conecta ambas plantas y los muros interiores que hay entre ellas. Se deben considerar los pilares que se albergan en la planta de sótano, así como el muro de reacción y las costillas que lo unen al muro perimetral.

En primer lugar se exponen los usos de las diferentes plantas analizadas. En la planta sótano se alberga la zona de almacenes de áridos, de materiales y otros espacios para instalaciones. La planta baja cuenta con los laboratorios de materiales, cámaras húmedas, sala de prensas y de hormigonado y con una gran zona diáfana preparada para los ensayos. Destacar que ambas plantas están conectadas mediante una plataforma hidráulica.

En la planta baja del laboratorio se encuentra el muro de reacción con una forma en planta en L levantado paralelo a una de las fachadas, siendo su espesor de 0.90 m. Para soportar los esfuerzos horizontales, éste está unido al trasdós del muro de fachada mediante cuatro costillas de 0.50 metros de espesor. Este muro de reacción contiene un agujereado de diámetro $\varnothing=15\text{cm}$ dispuesto formando una cuadrícula de $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$ que sirve para realizar los anclajes necesarios para cualquier ensayo que se requiera.

A continuación se enumeran las principales características geométricas y de armado de los distintos elementos analizados.

- **LOSAS DE PLANTA BAJA Y LOSA DE CIMENTACIÓN:**

Sus principales características ya han sido enumeradas en los apartados anteriores en Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3.

- **PILARES:**

TIPOLOGÍA Y CARACTERÍSTICAS DE PILARES

Nomenclatura	Dimensiones	Armado longitudinal	Armado transversal	Resistencia al fuego
P1	50x70	4 \varnothing 20 + 16 \varnothing 16	\varnothing 6c/20	R240
P2	50x70	20 \varnothing 20	\varnothing 6c/30	R240
P3	50x70	16 \varnothing 16	\varnothing 6c/20	R240
P4	50x70	4 \varnothing 16 + 8 \varnothing 12	\varnothing 6c/15	R240
P5	50x70	4 \varnothing 25 + 16 \varnothing 20	\varnothing 8c/30	R240
P6	50x70	18 \varnothing 25	\varnothing 8c/30	R240
P7	50x60	4 \varnothing 20 + 8 \varnothing 16	\varnothing 6c/20	R240

P8	50x60	4Ø20 + 8Ø16	Ø6c/20	R240
P9	50x120	4Ø16 + 16Ø12	Ø6c/15	R240
P10	50x120	4Ø16 + 16Ø12	Ø6c/15	R240
P11	50x120	4Ø16 + 16Ø12	Ø6c/15	R240
P12	50x120	4Ø16 + 16Ø12	Ø6c/15	R240
P13	50x120	4Ø16 + 16Ø12	Ø6c/15	R240

Tabla 6. Tipología y características de pilares.

En la Figura 7 se adjuntan los croquis de la sección con el armado y dimensiones de cada uno de ellos:

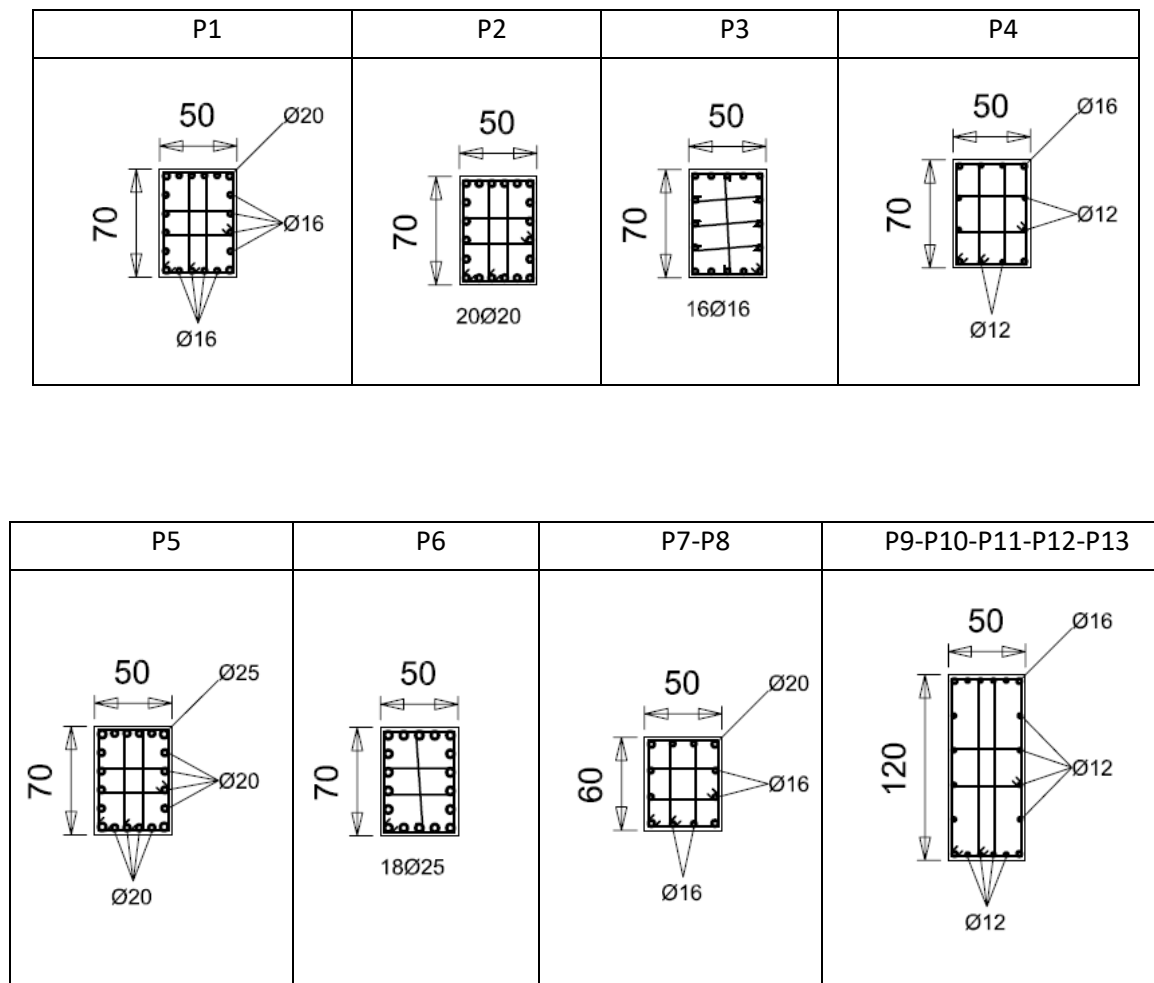


Figura 7. Nomenclatura, dimensión y armado de los diferentes pilares.

La nomenclatura que identifica cada elemento y su disposición puede identificarse en los planos adjuntos en el Anejo I.

- **MUROS INTERIORES:**

Los muros interiores situados entre planta sótano y planta baja se clasifican en los cinco grupos que a continuación se detallan. Tanto la disposición de los diferentes muros, como el croquis de armado y su refuerzo se localizan en los planos adjuntados en el Anejo I.

CARACTERÍSTICAS DE MUROS INTERIORES

Nomenclatura	Espesor (cm)	Armadura base vertical (a dos caras)	Armadura base horizontal (a dos caras)
Muro interior (35 cm)	35	Ø16 c/20	Ø16 c/20
Muro interior (35 cm)	35	Ø16 c/20	Ø20 c/20
Muros interiores (30 cm)	30	Ø10 c/15	Ø10 c/15
Muros costilla (50 cm)	50	Ø20 c/20	Ø20 c/20
Muros de reacción (90 cm)	90	Ø20 c/20	Ø20 c/20

Tabla 7. Tipología y características de muros interiores.

- **MURO PERIMETRAL:**

Se trata de un muro de HA-30 con espesor de 0.4 metros. Del proceso constructivo cabe destacar que la excavación bajo la cota +0.00 se realizó con tablestaca y bombeo de achique. El encofrado fue a dos caras con acabado visto en la cara interior. Las juntas de hormigonado fueron selladas con bentonita más impermeabilización exterior con protección de poliestireno expandido.

La armadura base de las distintas caras de la fachada se detallan en el conjunto de planos proporcionado en el Anejo I. A su vez se detallan los refuerzos de armado dispuestos alrededor de los huecos de fachada.

2.4. ACCIONES A CONSIDERAR.

Para establecer las acciones se adoptan los criterios recogidos en el CTE_DB-SE-AE, (2010) correspondiente a acciones en la edificación.

En este apartado se detallan las principales acciones que se tienen en cuenta a la hora de modelizar la parte de la estructura estudiada, siendo éstas la planta baja y la planta del sótano.

2.4.1. ACCIONES PERMANENTES.

Las acciones permanentes son aquellas producidas por el peso de los distintos elementos que conforman la estructura analizada. Corresponden a acciones que actúan en todo momento y son constantes en posición y en magnitud. En ellas están comprendidas las cargas muertas y el peso propio.

2.4.1.1. PESO PROPIO.

Esta acción corresponde al peso de los elementos estructurales, teniendo en cuenta su sección bruta y el peso específico del material. A continuación se detalla el peso específico del hormigón:

- Peso específico del hormigón: 25 KN/m^3

2.4.2. ACCIONES VARIABLES.

2.4.2.1. SOBRECARGA DE USO.

La sobrecarga de uso va a depender del uso que se le dé a la zona analizada. La planta baja tiene varias zonas de uso con diferentes valores de sobrecarga, se clasifican en:

- Laboratorios: 5 KN/m^2
- Sala de hormigonado: 30 KN/m^2
- Sala de prensas: 30 KN/m^2
- Cámara húmeda: 30 KN/m^2
- Sala de ensayos: 30 KN/m^2

A modo aclaratorio, en la *Figura 8* se muestra la planta baja del edificio. En sombreado rosa aparecen las zonas de laboratorios, acceso y recepción, donde la sobrecarga de uso es de 5 KN/m^2 . En verde aparecen las zonas de huecos, bien sea por la disposición de escaleras o montecargas. Mientras que en el resto de la planta la sobrecarga de uso es de valor de 30 KN/m^2 .

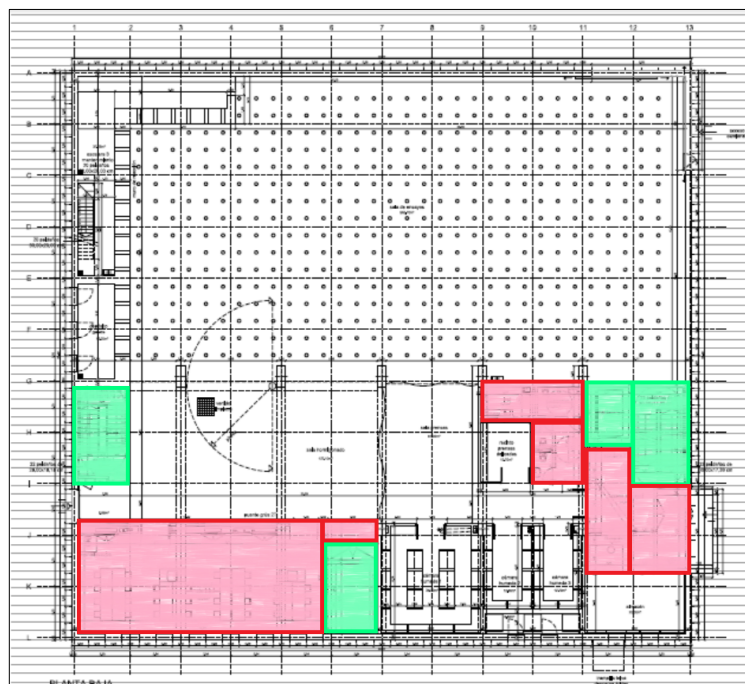


Figura 8. Sobrecarga de uso de la planta baja.

2.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

○ HORMIGÓN:

Las principales características de los materiales empleados para los elementos de cimentación (losas, vigas riostras y muro sótano) así como para el resto de la estructura y muros, se muestran a continuación:

HORMIGONES EMPLEADOS EN CIMENTACIÓN

Elemento	Tipificación	Control
Losa	HA 30B20IIa+Qa	Estadístico
Vigas riostras	HA 30B20IIa+Qa	Estadístico
Muros de sótano	HA 30B20IIa+Qa	Estadístico

Tabla 8. Características del hormigón en elementos de cimentación.

HORMIGONES EMPLEADOS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Tipificación	Control
Elementos bajo rasante	HA 30B20IIIa	Estadístico
Elementos sobre rasante	HA 30B20IIIa	Estadístico
Estructura sótano	HA 30B20IIIa	Estadístico

Tabla 9. Características del hormigón en elementos estructurales.

La nomenclatura utilizada sobre la clase de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras (IIa y IIIa) se ha extraído de *la Tabla 8.2.2 de la EHE-08, (2010)*. A su vez, la clase de exposición en relación a otros procesos de degradación (Qa) que se da en cimentaciones y muros de sótano se ha obtenido de *la Tabla 8.2.3 de la misma norma*.

En cuanto a la durabilidad del hormigón se destacan sus principales características:

DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

Elemento	Máxima relación a/c	Mínimo contenido cemento
Cimentaciones	0,5	325 kg/cm ³
Muros de sótano	0,5	325 kg/cm ³
Estructura y muros	0,5	300 kg/cm ³

Tabla 10. Características de durabilidad del hormigón.

Acorde con las clases de exposición señaladas, el recubrimiento de las armaduras según el *Artículo 37.2.4 y las Tablas 37.2.4 y 37.3.2.a y b de la EHE-08, (2010)* será el siguiente:

RECUBRIMIENTO DEL ARMADO

Elemento		Recubrimiento
Cimentaciones	Con carácter general	50 mm
	Hormigonado contra el terreno	70 mm
Muros de sótano	Con carácter general	50 mm
	Hormigonado contra el terreno	70 mm
Estructura y muros	Con carácter general	45 mm

Tabla 11. Recubrimiento de armado.

Otras características:

- Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha=1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}$

○ **ACERO DE LA ARMADURA:**

Se distinguen dos tipos de acero para el armado, cuyas características mecánicas se detallan a continuación:

ACEROS DE ARMADURA PASIVA

Elemento	Tipificación	Límite elástico mínimo	Carga de rotura mínima
Mallazo de forjado	B500T	5100 kp/cm ²	5600 kp/cm ²
Barras corrugadas	B500S	500 N/mm ²	550 N/mm ²

Elemento	Alargamiento mínimo en rotura	Relación f_s/f_y mínima	Nivel de control
Mallazo de forjado	8%	1.03	Normal
Barras corrugadas	12%	1.05	Normal

Tabla 12. Características de acero para armar.

Otras características:

- Densidad: $\gamma=7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Módulo de elasticidad transversal: $G=81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha=1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}$
- Conductividad eléctrica: $\sigma=3 \times 10^6 \text{ } \Omega^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$

2.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Las combinaciones de acciones consideradas para la verificación de los distintos Estados Límites, basándose en los coeficientes de combinación y mayoración de acciones del *CTE_DB-SE-AE*, (2010), se enumeran a continuación:

2.6.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

Los estados límites últimos son los que de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, pudiendo llegar al colapso total o parcial de la estructura. Para la combinación de estos estados se considera, en este proyecto, únicamente la situación persistente o transitoria.

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Siendo:

$G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

γ_G, γ_Q : coeficientes parciales

2.6.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Los estados límites de servicio son los que de ser superados, afectan al confort y bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento de la estructura o a la apariencia de la misma. Para la combinación de estos estados se considera únicamente las situaciones persistentes.

A continuación se desarrollan las diferentes combinaciones de acciones:

- Combinación característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

Esta combinación coincide con la fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles (p.e. limitación de tensiones)

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3)$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles (p.e. fisuración en pretensado).

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos (p.e. fisuración en armado, flechas diferidas, etc).

La siguiente tabla extraída del *CTE_DB-SE-AE, (2010) apartado 4.2.4 (Tabla 4.1)* muestra los coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones:

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 13. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.

De la misma normativa se ha extraído la *Tabla 4.2* que contempla los coeficientes de simultaneidad (Ψ):

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 14. Coeficientes de simultaneidad (Ψ) (CTE).

Del *ECO EN-1990, (2013)* se ha extraído la *Tabla A.1.1* que expresa también el coeficiente de simultaneidad (Ψ):

Acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0

Tabla 15. Coeficientes de simultaneidad (Ψ) (Eurocódigo).

Se ha decidido adjuntar esta última tabla ya que los coeficientes de simultaneidad para la Categoría E: zonas de almacenamiento, no aparecen en el CTE.

Por último se muestran los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el Estado Límite Último:

COEFICIENTES PARCIALES DE MINORACIÓN DE LOS MATERIALES

Acero para armar	Hormigón
1.15	1.5

Tabla 16. Coeficientes parciales de minoración de los materiales.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL.

En primer lugar, debe enmarcarse en el tiempo la construcción del Instituto ICITECH, las primeras apariciones de la patología en los diferentes elementos estructurales que lo conforman y, el control y seguimiento que se ha llevado desde su aparición.

Los trabajos de excavación con tablestacas, bombeo de agua y posterior hormigonado de losa de cimentación y muros perimetrales comenzaron a principios del año 2012, siendo el hormigonado de las losas de planta baja hacia el verano de ese mismo año. Pasado un par de meses, cuando se finalizó la construcción del edificio, fue cuando se observaron las fisuras. Pero no hay constancia de si éstas se produjeron nada más hormigonar los diferentes elementos estructurales o cierto tiempo después.

A principios del año 2013 la propiedad, la Universitat Politècnica de València, encargó a la empresa responsable del proyecto, AICEQUIP, realizar un Informe sobre el estado de las fisuras. La empresa decidió en primer lugar realizar un levantamiento de las fisuras observadas. La fisuración se concentraba en las losas de planta baja y en los muros de sótano interiores. El equipo de AICEQUIP decidió realizar un seguimiento de las fisuras mensual para observar el estado de las fisuras con el tiempo. Por lo que, se realizaron inspecciones técnicas durante los tres siguientes meses, Marzo, Abril y Mayo.

Transcurridos unos años, en Enero de 2016, se decide realizar el presente trabajo. La primera tarea que se realiza consiste en una primera inspección visual de la fisuración, que sirva de comparativa con la realizada en 2013 por AICEQUIP.

Para realizar este trabajo se cuenta con el Informe *AICEQUIP,(2013)*, al cual se hace referencia en este documento. Toda la información que contiene referente al levantamiento de fisuras y reportaje fotográfico de las mismas, se adjunta en el Anejo II.

3.1. FISURACIÓN DETECTADA EN 2013.

Este apartado trata de realizar un breve resumen de la descripción de las fisuras detectadas por AICEQUIP en 2013. Se tomando directamente del Informe *AICEQUIP, (2013)* la información más relevante.

El 25 de enero de 2013 se llevó a cabo el primer seguimiento de las fisuras con el fin de caracterizarlas, realizar una medición de las mismas y partir de una base de su estado que sirva de comparativa para el resto de inspecciones posteriores. En este sentido, se realizaron seis inspecciones al edificio, en todas las visitas se plasmaron fotográficamente las fisuras observadas y se colocaron testigos para controlar su evolución en el tiempo en caso de tratarse de una fisuración viva.

Las diferentes inspecciones técnicas al edificio fueron en las siguientes fechas:

- Inspección Técnica 1: 25/01/2013
- Inspección Técnica 2: 11/02/2013
- Inspección Técnica 3: 25/02/2013
- Inspección Técnica 4: 26/03/2013
- Inspección Técnica 5: 26/04/2013
- Inspección Técnica 6: 21/05/2013

Las principales conclusiones alcanzadas por AICEQUIP tras las diferentes inspecciones se enuncian a continuación. Del seguimiento de la fisuración en la planta baja comentar que la losa de 40 cm es la más afectada, mientras que, en la losa de gran canto sólo se observa prolongación de algunas de las fisuras existentes en la losa contigua. La fisuración más marcada se encuentra alrededor de la zona de pilares de mayor sección situados bajo la unión de ambas losas, formando un ángulo oblicuo respecto a la alineación de los mismos. Se manifiestan fisuras con trayectoria perpendicular a la alineación de pilares en la zona de centro vano de la losa. Estas fisuras están muy distanciadas (en torno a 1m) y con una abertura de fisura que puede alcanzar hasta los 2 mm en ciertas zonas.

Es importante comentar que algunas de las fisuras observadas en la parte inferior de la losa de 40 cm son coincidentes con las aparecidas en la parte superior, por lo que se puede suponer que las mismas han atravesado la sección del forjado completamente.

En la siguiente figura se muestra la fisuración observada en las losas de planta baja a 25/01/2013:

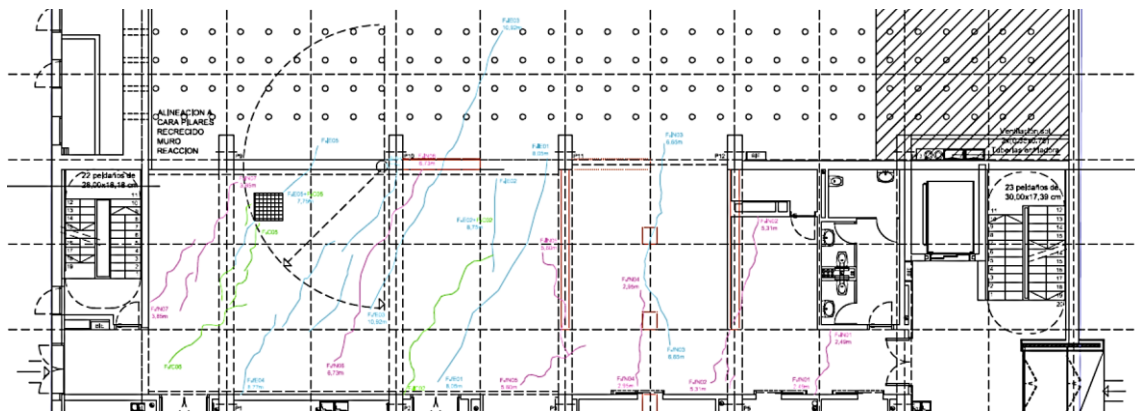


Figura 9. Levantamiento de fisuras en la losa de planta baja a 25/01/2013 (AICEQUIP, (2013)).

La fisuración observada en muros interiores del sótano se caracteriza por fisuras a 45° en los extremos del muro, que tienden a la verticalidad en las zonas centrales. La mayor concentración de fisuras se da en los extremos y aparentemente atraviesan todo el espesor del muro. La apariencia de las fisuras es de rotura limpia, propia de una fisuración producida tras el endurecimiento del hormigón. El aspecto de las mismas es limpio y con labios bien definidos.

La fisuración se centra en los dos muros longitudinales bajo la losa de gran canto, no observándose fisuración alguna en muros perimetrales y muro de reacción. En la siguiente figura se muestra la fisuración del muro de sótano observada a fecha 25/01/2013:

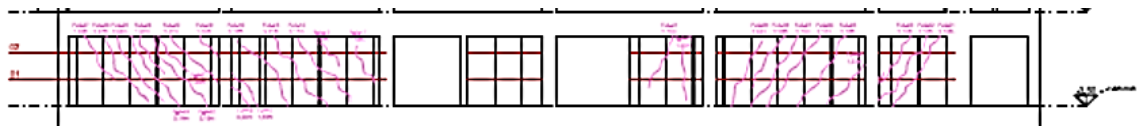


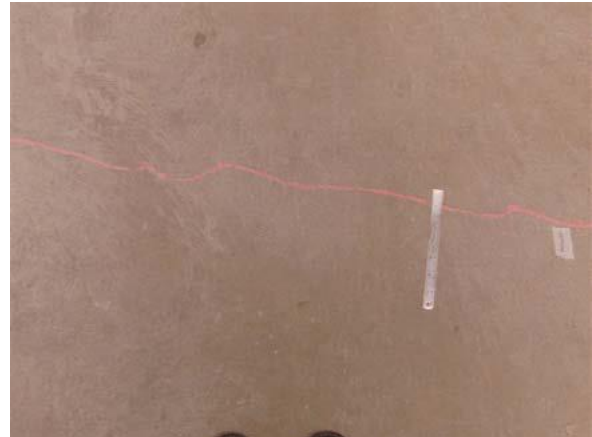
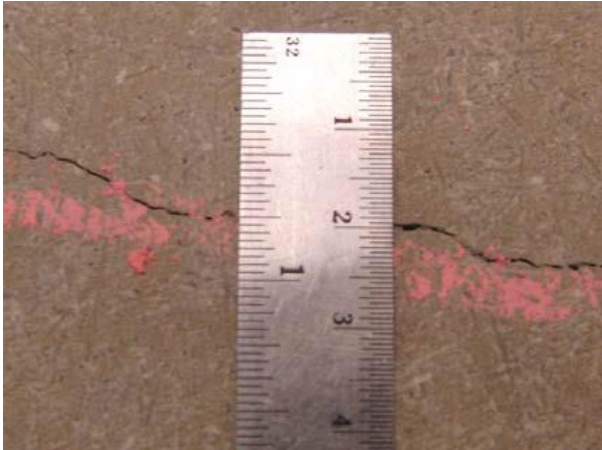
Figura 10. Levantamiento de fisuras en la losa de planta baja a 25/01/2013 (AICEQUIP, (2013)).

En la segunda inspección técnica realizada, se detectaron prolongaciones de las fisuras ya existentes, así como nuevas fisuras, no detectadas en la primera visita, de menor calado que las ya detectadas.

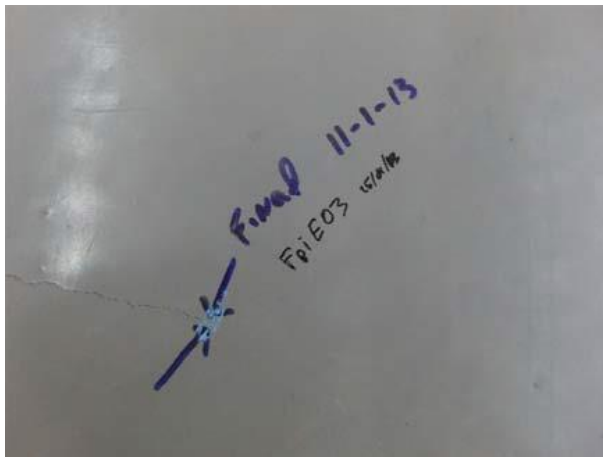
En las siguientes inspecciones, AICEQUIP afirma que no se aprecia evolución de las fisuras, por lo que en un primer momento se consideraron totalmente estabilizadas.

A continuación se adjuntas algunas imágenes realizadas por AICEQUIP de las diferentes inspecciones que corroboran lo anteriormente enunciado:

○ **INSPECCIÓN TÉCNICA 1: 25/01/2013**

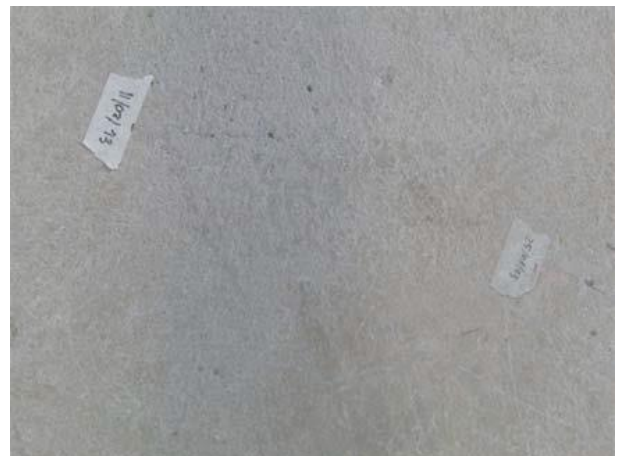


Figuras 11 y 12. Abertura de fisura en losa de 40 cm (AICEQUIP, (2013)).



Figuras 13 y 14. Final de fisura en losa de 90 cm y fisuras en zona central de muro interior (AICEQUIP, (2013)).

○ **INSPECCIÓN TÉCNICA 2: 11/02/2013**



Figuras 15 y 16. Evolución de fisura en losa de 40 cm y fisuras a 45° en muro interior (AICEQUIP, (2013)).

◦ **INSPECCIÓN TÉCNICA 3: 25/02/2013**



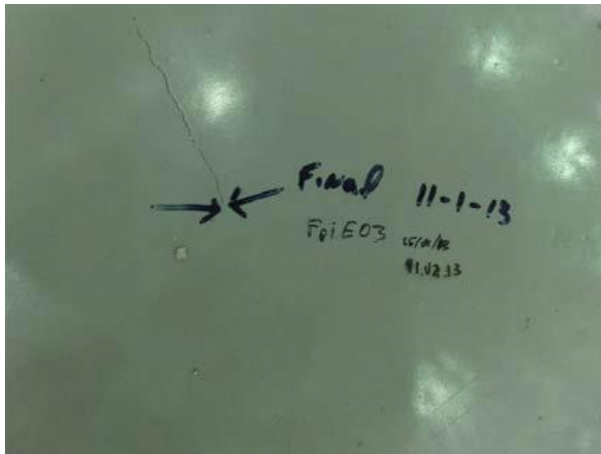
Figuras 17 y 18. Fisuras a 45º en sala de instalaciones y fisuras en zona central del muro interior (AICEQUIP, (2013)).

◦ **INSPECCIÓN TÉCNICA 4: 26/03/2013**



Figuras 19 y 20. Comprobación de abertura de fisura del día 25/01/2013 y Fisuración a 45º en el lado opuesto a la sala de instalaciones (AICEQUIP, (2013)).

◦ **INSPECCIÓN TÉCNICA 5: 26/04/2013**



Figuras 21 y 22. Fisura en losa de 90cm (aparente estabilización) y fisuras a 45º en muro interior. (AICEQUIP, (2013)).

◦ **INSPECCIÓN TÉCNICA 6: 21/05/2013**



Figura 23. Aparente estabilización de fisuración en zona central del muro interior. (AICEQUIP, (2013)).

Como ya se ha comentado anteriormente, en el Anejo II se adjunta el completo seguimiento de las fisuras durante el año 2013. Éste comprende el levantamiento de las fisuras de las dos primeras inspecciones técnicas (25/01/2013 y 11/02/2013), así como el reportaje fotográfico de las seis visitas realizadas.

El levantamiento de las fisuras se realizó sobre los planos de los diferentes elementos analizados (losas y muros), incluyendo secciones, alzados y plantas. Es un trabajo muy completo en el que se marcan e identifican una por una las fisuras, indicando si se observan en el techo o suelo, y si son nuevas fisuras, ya existentes o prolongación de las mismas a fecha del levantamiento observado. A su vez también se indica la longitud de las mismas.

En cuanto al reportaje fotográfico, se incluyen fotografías de las seis inspecciones técnicas que se realizaron. En ellas se muestran las principales fisuras, se pueden observar las prolongaciones que ha habido entre una inspección y la anterior y, también se puede medir la abertura de fisura de las más relevantes.

3.2. ACTUALIZACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA FISURACIÓN DETECTADA EN 2016.

Previamente a comenzar el presente trabajo, es necesaria una completa recogida de toda la información previa referente al ICITECH y un estudio en profundidad de la misma. Se toma como base de partida el Proyecto Básico de Ejecución del edificio *AICEQUIP*, (2009), como el Informe de fisuración *AICEQUIP*, (2013).

Una vez recopilada y archivada toda la información previa, se decide comenzar el presente trabajo en enero de 2016 con una exhaustiva inspección visual de la fisuración, incluyendo levantamiento de fisuras y reportaje fotográfico. Las zonas sobre las que se centra el estudio son las estructuras más solicitadas por esta patología. Se trata de la losa de 40 cm de canto de planta baja, la losa contigua de 90 cm de canto y los muros internos de espesor 30 y 35 cm alojados en la planta sótano. Tanto los muros perimetrales como en el muro de reacción de 50 cm de espesor, no se ven afectados por dicha patología. En la losa de cimentación se observa una fisuración muy distinta a la que es objeto de estudio de este trabajo, ya que sus causas son independientes a las que aquí se proponen. Por ello se ha decidido no entrar en el estudio de las mismas.

El levantamiento de fisuras a fecha de 2016 se realiza tomando de base los planos de levantamiento de fisuras previos y, sobre ellos, comprobar si el estado de las fisuras había avanzado o, como bien se dice en el Informe *AICEQUIP*, (2009), si se trataban de fisuras muertas.

Al comenzar este nuevo levantamiento de fisuras a fecha 10/02/2016, se observó que la fisuración no se había estabilizado y las fisuras detectadas en 2013 continuaban prolongándose. Se hallaron nuevas fisuras de las que tres años atrás no había constancia.

Se está ante un caso de la patología en continua evolución. Sobre los planos de levantamiento de 2013 se marcó el nuevo estado de fisuración observado, así de forma rápida y visual podía observarse el progreso de las mismas. En el Anejo II se muestra este nuevo levantamiento así como un amplio reportaje fotográfico a fecha de Febrero de 2016.

A continuación se adjuntan los levantamientos que se consideran más relevantes así como las fotografías que captan tanto la dirección como la abertura de fisura.

En la *Figura 24* se representa la comparativa de la fisuración detectada en 2013 (marcada en color negro) con la fisuración detectada en 2016 (marcada en rosa). Este elemento es uno de los muros internos bajo las losas de planta baja. Con esta figura queda demostrada que no se está ante un caso de fisuración estabilizada como *AICEQUIP* consideraba.

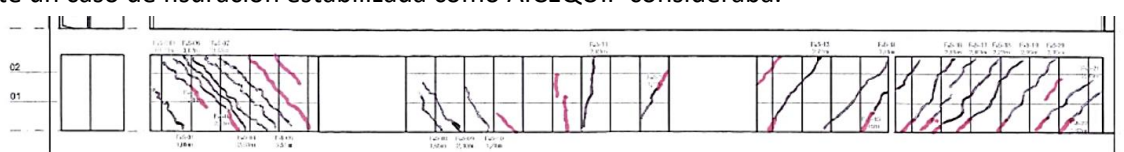


Figura 24. Evolución de la fisuración en muros interiores de sótano (10/02/2016).

La *Figura 25* muestra la evolución de las fisuras observadas en la parte superior de las losas de planta baja siguiendo el mismo criterio anterior:

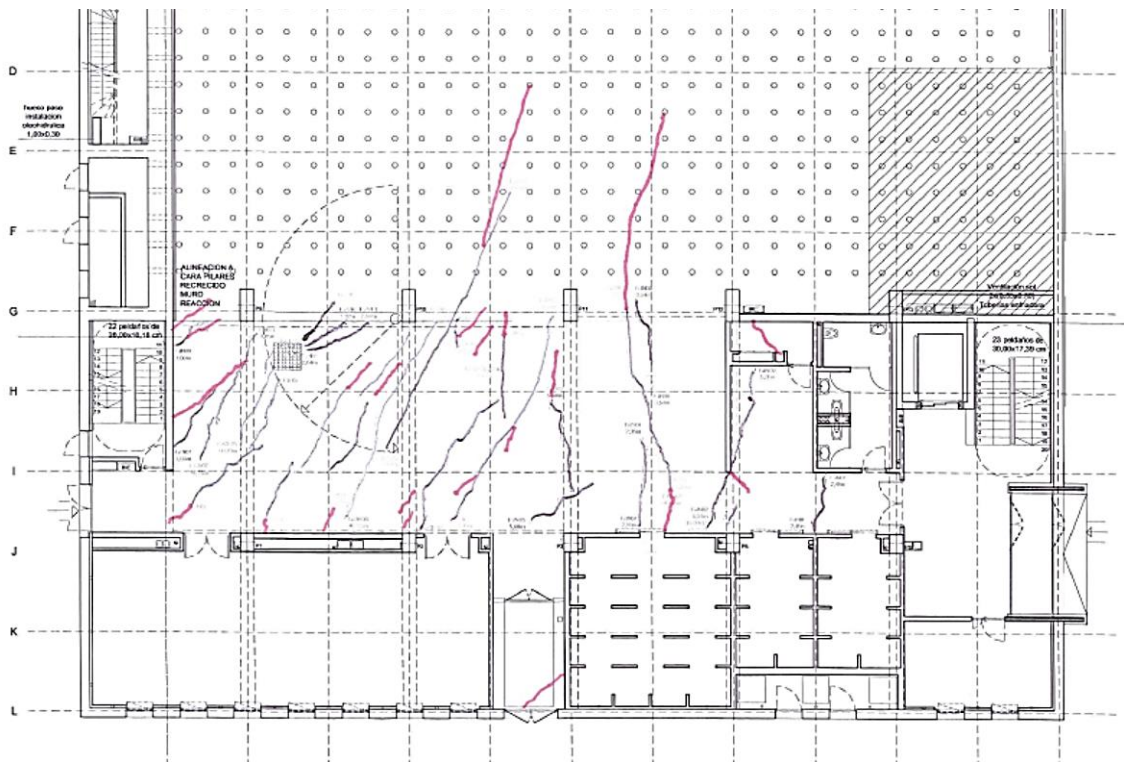


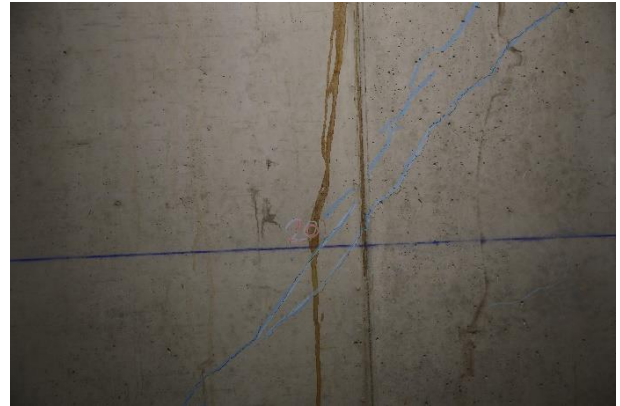
Figura 25. Evolución de la fisuración en muros interiores de sótano (10/02/2016).

Se adjunta algunas de las fotografías donde se pueden ver mejor las fisuras, destacar que estas fueron marcadas con colores para que pudieran apreciarse con mayor claridad:



Figuras 26 y 27. Fisuración de la losa de canto 40 en su cara superior e inferior.

En la *Figuras 26 y 27* se observa como la fisura atraviesa todo el canto de la losa de 40 cm de canto. Con una abertura de fisura bastante pronunciada.



Figuras 28 y 29. Fisuración en muro interno en el extremo izquierdo y derecho.

Puede observarse la marcada dirección de 45° que sigue la fisura.



Figuras 30 y 31. Abertura de fisura en losa de canto 40 y muros interiores respectivamente.



Figuras 32 y 33. Fisuración en losa de gran canto cara superior e inferior.

En la parte superior de la losa de gran canto, se observan pocas fisuras ya que ésta contiene un recubrimiento plástico que impide ver la fisuración bajo ella.

Al comparar las fisuras observadas en 2013 con las observadas en 2016, muchas de las fisuras de la losa de canto 40 cm han tendido a prolongarse hasta la losa de gran canto y continuado por ella.

En cuanto a la fisuración del muro, ésta ha continuado prolongándose hasta alcanzar toda la altura del muro, desde base de cimentación a losas de planta baja.

Se concluye estableciendo que la fisuración analizada continúa evolucionando con el tiempo, por lo que no se trata de una fisuración estabilizada.

4. SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO FRENTE A ACCIONES DIRECTAS E INDIRECTAS. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

4.1. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

Comprender el proceso constructivo de la estructura estudiada se convierte en un factor clave para su correcto análisis, ya que éste puede tener mucha influencia en el comportamiento del conjunto de la estructura. Por ello, a continuación se detallan las distintas fases de hormigonado.

En primer lugar, tras la excavación pertinente a cota -4.5 metros mediante tablestacas, se hormigonó la cimentación superficial mediante cajón bicelular de canto 90 cm. El cajón bicelular consta de losa de cimentación y muros perimetrales, ambos hormigonados a la vez (1ª fase de hormigonado), y cubiertos por las losas de planta baja que se hormigonarían 3 meses más tarde (3ª fase de hormigonado).

Tras la primera fase de hormigonado, a los dos meses se comenzó el hormigonado de todos los muros internos y pilares que se encuentran en la planta sótano (2ª fase de hormigonado).

Este proceso se tendrá en cuenta en los apartados posteriores, ya que hay que analizar el comportamiento del hormigón en los primeros días tras el hormigonado de los distintos elementos estructurales.

4.2. MODELO.

Se pretende realizar una simulación del comportamiento de la estructura mediante la modelización de la misma en el software de cálculo *SAP 2000* que se basa en elementos finitos. La finalidad de esta simulación es conocer el comportamiento lineal de cada uno de los elementos analizados frente a acciones tanto directas como indirectas.

El conjunto que se decide modelizar se centra en la zona afectada por la fisuración. Por lo que se cree conveniente aislar la parte afectada del resto del edificio. Al concentrarse la fisuración en los elementos estructurales alojados en la planta baja y planta de sótano, así como en los elementos que conectan ambas, estos serán los elementos a modelizar. A continuación se

enumeran uno a uno todos los diferentes elementos que incluye el modelo: ambas losas de planta baja, la losa de cimentación, los muros perimetrales de fachada, los muros internos, el muros de reacción, y los pilares.

Tras haber realizado varias pruebas en relación a las condiciones de contorno que deben considerarse, la hipótesis más fiable y aproximada a la realidad consiste en coaccionar todos los movimientos en la base de la estructura. Se considera que existe una gran rigidez a la deformación en el plano de cimentación debido al rozamiento que ejerce el terreno bajo la losa.

La unión entre losas y muro de fachada también se considera empotramiento tras haber analizado la ejecución de las conexiones entre los diferentes elementos estructurales. Las mismas coacciones son impuestas a la unión de los pilares con las losas.

Se realiza este modelo para observar el comportamiento inicial del conjunto una vez hormigonado. A él se le añaden tanto las acciones directas como las indirectas provocados del propio efecto de hormigonado.

Se es consciente de las limitaciones que el modelo presenta. Al estar analizando un comportamiento lineal, el valor de las tensiones alcanzadas por dicho modelo, no es representativo de la realidad, ya que una vez alcanzada la máxima resistencia a tracción por el hormigón, estas tensiones comenzarían a relajarse por la generación de fisuras.

Pese a ello, este modelo ha sido generado para analizar su comportamiento tras los primeros días de hormigonado frente a los efectos termohigrométricos del hormigón. Estos efectos se consideran la causa principal del estado de fisuración y debe corroborarse con este modelo. Para esta comprobación, y teniendo siempre claras las limitaciones del modelo, se considerará perfectamente válido.

Se debe comprobar el estado tensional que generan en la estructura las acciones indirectas asociadas al proceso de hormigonado. Se considera que una vez se supere la resistencia a tracción del hormigón, comenzarán a trazarse las primeras fisuras.

El modelo en su conjunto puede observarse en la siguiente figura, en ella se muestran las losas de ambas plantas y los elementos de conexión:

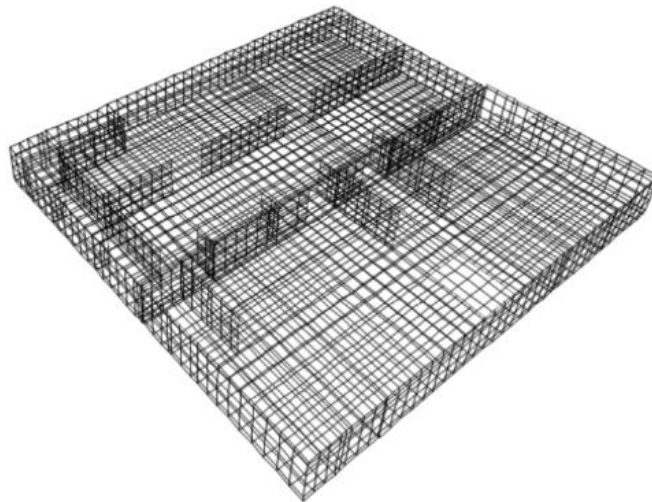


Figura 34 . Modelo implementado en SAP2000.

Al modelo definido por elementos placa tipo “Shell” se le introduce el efecto de la pérdida del calor de hidratación y el de retracción mediante incrementos de temperatura en cada uno de sus elementos. A su vez, se va a introducir su peso propio y la sobrecarga correspondiente a cada zona dependiendo de su uso.

Por un lado, con este modelo se va a analizar el comportamiento de la estructura teniendo en cuenta los efectos termohigrométricos del hormigón tras el hormigonado de las losas de planta baja.

Por otro lado, se comprobará su Estado Limite Último con el fin de averiguar si el armado dispuesto es el correcto o si en su defecto es insuficiente.

4.3. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS TERMOHIGROMÉTRICOS DEL HORMIGÓN.

El objeto de este apartado es tratar de profundizar sobre los efectos termohigrométricos del hormigón (reológicos, térmicos,..) para así poder sacar conclusiones sobre el causante de la fisuración observada en los diferentes elementos analizados.

En primer lugar se hace una breve descripción de estos efectos. El carácter reológico del hormigón implica la necesidad de analizar y evaluar las deformaciones diferidas que se producen en el material cuando está sometido a cargas de larga duración. La fluencia y la retracción del hormigón son los dos efectos reológicos más importantes. Son fenómenos complejos y dependen de un gran número de variables de difícil estimación, para obtener una buena aproximación es posible basarse en los modelos recogidos en las normativas de aplicación: *EC2 EN-1992-1-1, (2013)* y *EHE-08, (2010)*.

En este estudio se va a centrar el análisis al efecto de la retracción del hormigón, ya que la fluencia es la deformación que experimenta el hormigón sometida a una carga exterior. Y tras su

hormigonado, la estructura analizada todavía no ha sido sometida a cargas que hayan podido provocar la deformación.

En cuanto a los efectos térmicos destacar el calor de hidratación, este calor es consecuencia de la reacción del cemento con el agua.

Se comienza describiendo la retracción del hormigón y su efecto sobre los diferentes elementos.

4.3.1. RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN.

La retracción es la deformación que experimenta el hormigón a lo largo del tiempo en ausencia de tensiones. Esta deformación es debida, principalmente, a la pérdida de agua. El origen de esta pérdida es el gradiente de humedad existente entre el medio ambiente y el interior del hormigón. Lo que genera una necesidad de restablecerse el equilibrio higrométrico del sistema formado por el elemento y su entorno. La pérdida de agua hace aumentar las compresiones que soporta el material por efecto de la tensión superficial, produciendo una contracción del mismo.

La retracción del hormigón depende fundamentalmente de la humedad relativa ambiental, las dimensiones del elemento, la resistencia del hormigón y su composición (relación agua/cemento, tipo de árido, relación árido/cemento,...).

Es importante tener en cuenta el proceso constructivo, ya que éste determina como el hormigonado de cada elemento ha podido influenciar en el resto de elementos.

En este apartado se pretende hallar un valor de la retracción del hormigón para así añadir su efecto al modelo que se ha implementado. Recordar que la retracción como tal (ε_{cs}) no puede introducirse en el modelo, por lo que se pretende buscar el equivalente incremento de temperatura que supondría la retracción calculada. Esta equivalencia se consigue mediante la ecuación siguiente:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T \quad (4.1)$$

La deformación unitaria total de la retracción (ε_{cs}) se compone de dos elementos: la deformación unitaria de retracción por secado (ε_{cd}) y la deformación unitaria autógena de retracción (ε_{ca}).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.2)$$

La ε_{cd} se desarrolla lentamente puesto que es una función de la migración del agua a través de hormigón endurecido. La ε_{ca} se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: la mayor parte se desarrolla en los primeros días después del vertido del material, ésta es una función lineal de la resistencia del hormigón.

4.3.1.1. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

El desarrollo de la deformación unitaria de retracción por secado en el tiempo se obtiene siguiendo la formulación del *Eurocódigo*:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.3)$$

Siendo:

k_h : coeficiente que depende del espesor medio h_0

$\varepsilon_{cd,0}$: deformación unitaria básica de retracción por secado

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (4.4)$$

donde:

t : la edad del hormigón (en días) en el momento considerado

t_s : la edad del hormigón (en días) al principio de la retracción por secado

h_0 : espesor medio (mm) de la sección transversal = $2A_c/u$

El valor de k_h se obtiene conforme a la siguiente tabla:

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

La deformación unitaria básica de la retracción se calcula a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.5)$$

Siendo:

f_{cm} : la resistencia a compresión media (MPa)

f_{cm0} : 10 MPa

α_{ds1} y α_{ds2} : coeficientes que dependen del tipo de cemento

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (4.6)$$

RH : humedad relativa ambiental (%)

RH_0 : 100%

La deformación unitaria autógena se deduce de:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.7)$$

donde

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.8)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad (4.9)$$

expresándose t en días.

Una vez obtenido ambas componentes, la deformación unitaria total de la retracción (ε_{cs}) puede expresarse como su suma:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.10)$$

Se procede a la conversión de la deformación a incremento de temperatura. Sabiendo que:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T \quad (4.11)$$

Siendo

α : coeficiente lineal de la dilatación térmica = $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

ΔT : variación de temperatura

Por lo que ΔT puede expresarse como:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha} \quad (4.12)$$

4.3.1.2. APLICACIÓN AL CASO ESTUDIADO.

Una vez desarrollado el procedimiento a seguir, se sustituirán los datos en las distintas formulaciones y se obtendrá el ΔT que supondrá la retracción para cada elemento de hormigón analizado. Los elementos que van a intervenir en este cálculo son la losa de cimentación, los muros perimetrales, todos los muros interiores del sótano y las dos losas de la planta baja (la de gran canto y la de 40 cm). Para cada uno de estos elementos habrá que realizar un cálculo por separado ya que éste depende del canto/espesor del elemento analizado y como se ha descrito anteriormente éste va variando en los diferentes elementos estructurales. A su vez, debe tenerse en cuenta el proceso constructivo y el momento en el cual se produjo el hormigonado de cada uno de los elementos.

El objetivo de este cálculo es realizar un seguimiento del comportamiento del hormigón para conocer la importancia de la retracción en el momento en el que se produce la fisuración. Para ello deberán analizarse distintos momentos en el tiempo observando las tensiones que se alcanzan.

4.3.2. CONTRACCIÓN POR LA PÉRDIDA DEL CALOR DE HIDRATACIÓN DEL CEMENTO.

4.3.2.1. INTRODUCCIÓN.

El calor de hidratación es el calor que se genera por la reacción entre el cemento y el agua. Estas reacciones de hidratación del cemento portland son altamente exotérmicas y provoca el calentamiento de la pasta. La cantidad de calor generado depende por un lado, de la composición química del cemento, siendo el aluminato tricálcico (C_3A) y el silicato tricálcico (C_3S) los compuestos más importantes para la evolución de calor. La relación agua/cemento, finura del cemento y temperatura de curado también son factores que intervienen. Un aumento de la finura, del contenido de cemento o de la temperatura de curado, aumentaría el calor de hidratación y por tanto se produciría una consecuente dilatación y una posterior retracción térmica.

A pesar de que el cemento portland puede liberar calor durante muchos años, la tasa de generación de calor es mayor a edades tempranas. En los primeros tres días se genera el 50% del calor, alcanzando el 80% en los siete primeros días, con la mayor tasa de liberación de calor normalmente a lo largo de las primeras 24 horas (*COPELAND, L.E., KANTRO, D.L., and VERBECK, G.J., (1960)*).

4.3.2.2. PROCESO DEL CALOR DE HIDRATACIÓN.

En la *Figura 35* se muestra la evolución del calor de hidratación a lo largo del tiempo. La etapa 1 muestra el calor de humedecimiento o de hidrólisis inicial, proceso en el cual se produce la hidratación del C_3A y C_3S . La etapa 2 corresponde con el periodo de incubación relacionado al tiempo de fraguado inicial. A continuación, en la etapa 3, comienza una reacción acelerada de los productos de hidratación, donde se puede observar varios picos de liberación de calor. El primero de ellos se debe a la liberación de calor por las reacciones iniciales de los compuestos del cemento, tales como C_3A . Después de algunas horas, aparece un segundo pico atribuido a la hidratación del C_3S , señalizando el comienzo del proceso de endurecimiento de la pasta. Puede darse un tercer pico debido a la reacción renovada del C_3A ; su intensidad y localización dependen normalmente de la cantidad de C_3A y de sulfato en el cemento. En la etapa 4 hay una desaceleración de la formación de los productos de hidratación, donde se determina la tasa de aumento de la resistencia inicial. Finalmente, la etapa 5 es lenta y caracterizada por la formación estable de productos de hidratación, estabilizando la tasa de aumento de resistencia a edades avanzadas.

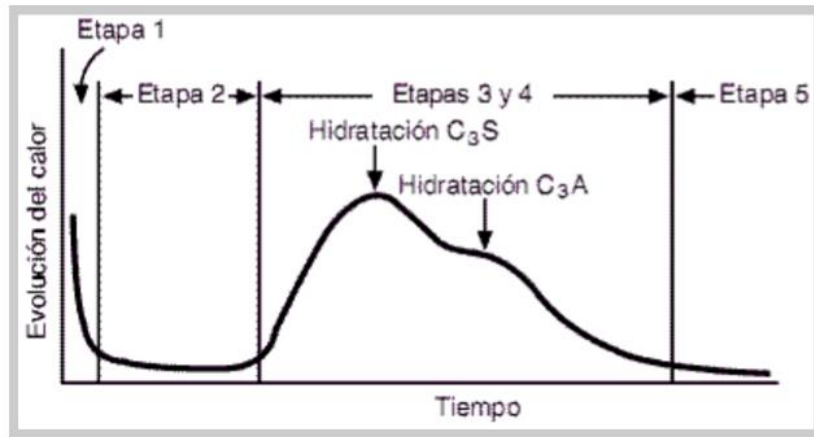


Figura 35. Evolución del calor de hidratación del cemento en función del tiempo.

4.3.2.3. IMPORTANCIA DEL CALOR DE HIDRATACIÓN EN GRANDES CANTOS.

Para la mayoría de los elementos de hormigón, tales como losas, el calor generado no preocupa porque el calor se disipa rápidamente en el ambiente. Sin embargo, en estructuras de grandes volúmenes, con espesor igual o superior a un metro, la tasa y la cantidad de calor generado son importantes. Si este calor no se disipa rápidamente, puede ocurrir un aumento considerable de la temperatura del hormigón. Este aumento de temperatura puede ser indeseable, pues después del endurecimiento a altas temperaturas, el enfriamiento no uniforme de la masa de hormigón hasta la temperatura ambiente puede crear tensiones de tracción elevadas que pueden generar el agrietamiento de las estructuras. Si existen esfuerzos dinámicos que produzcan fatiga en el hormigón y las armaduras, estas fisuras acabarán propagándose.

Cuando es necesario minimizar la generación de calor en el hormigón, los diseñadores deben escoger un cemento con más bajo calor, tales como el cemento portland tipo II (ASTM C 150, AASHTO M 85), con la opción de requisitos de moderado calor de hidratación, esto se consigue por ejemplo añadiendo material puzolánico. Pero en el caso estudiado no se tuvo en cuenta esta opción y se ha utilizado cemento tipo I sin ningún requisito especial.

El Comité ACI 207 proporciona un procedimiento detallado para el cálculo de las condiciones térmicas durante el hormigonado, aplicable a elementos de hormigón armado o en masa de volúmenes importantes.

4.3.2.4. APLICACIÓN AL CASO ESTUDIADO.

Se halla el valor del calor de hidratación de ambas losas de planta baja, tanto la de 40 cm de canto como la de 90 cm. Para ello se va a seguir el procedimiento proporcionado por el Comité ACI 207 extraído de *DELIVES LINIERS, ADOLFO, (1993)*.

El cemento empleado en las losas estudiadas es de 300 kg/m^3 tipo I, mientras que las tablas utilizadas son para hormigones con 223 kg/m^3 de cemento tipo I. Esta diferencia se tendrá en cuenta al final del cálculo donde se realizará una corrección de la temperatura de hidratación.

En primer lugar se adjuntan las tablas necesarias para hallar los resultados, éstas han sido extraídas de *DELIVES LINIERS, ADOLFO, (1993)*:

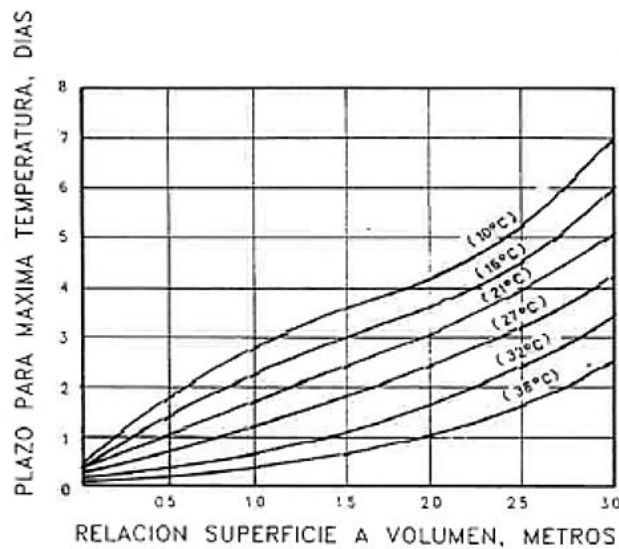


Figura 36. Influencia de la temperatura del hormigón fresco y de su exposición en el plazo de máxima temperatura. (Cemento tipo I, temperatura ambiente igual a la del hormigón, difusividad= $1120 \text{ cm}^2/\text{día}$).

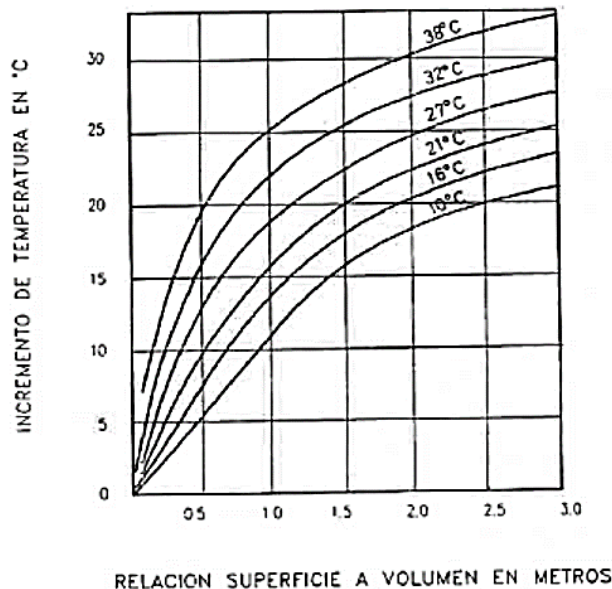


Figura 37. Aumento de temperatura en hormigón con 223 kg/m^3 de cemento tipo I. (Difusividad de $1120 \text{ cm}^2/\text{día}$. Temperatura del hormigón fresco igual a la del ambiente, en el momento de vertido).

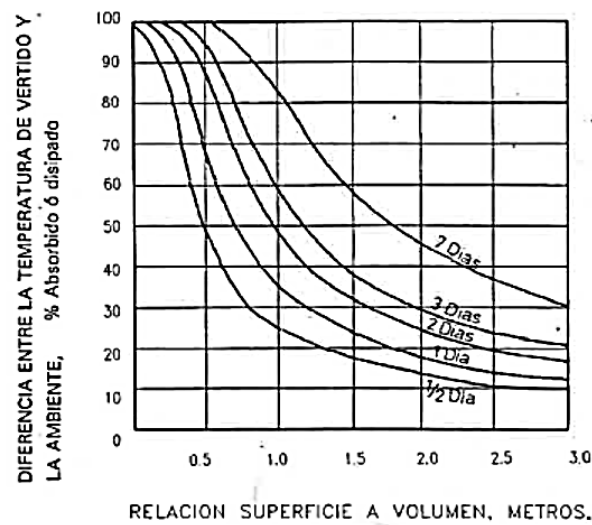


Figura 38. Difusión de calor en el aire debida a la diferencia de temperatura aire-hormigón. (Difusividad $1120 \text{ cm}^2/\text{día}$).

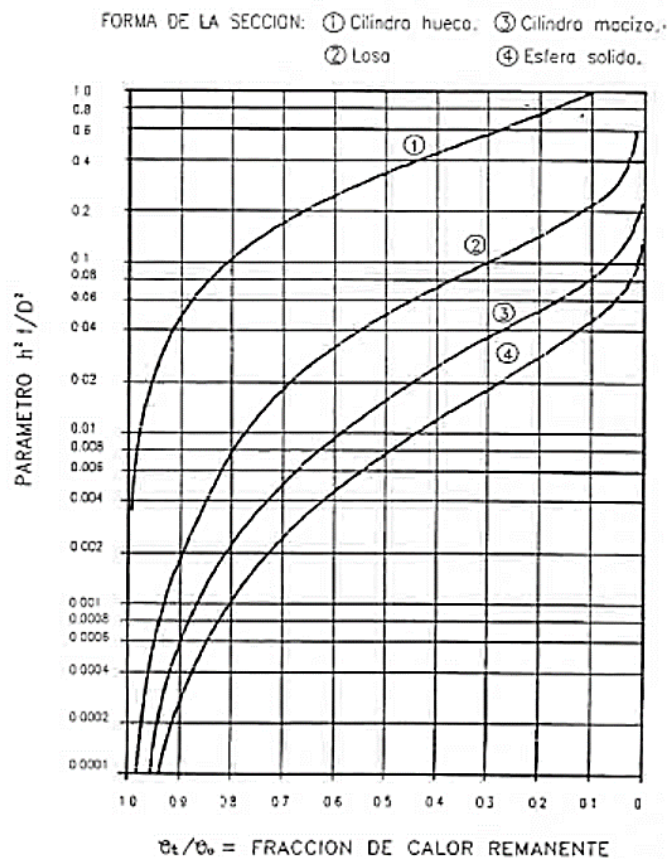


Figura 39. Difusión del calor de cuerpos sólidos.

Como puede observarse en las tablas, el resultado depende de la relación volumen a superficie (V/S) del elemento analizado. Para ello únicamente se tendrán en cuenta las caras expuestas o encofradas. Al considerar el encofrado aislante térmicamente, el espesor ficticio resultante debe

incrementarse suponiendo que 25mm de encofrado de madera equivalen a 60 cm de espesor adicional de hormigón. Así la relación V/S debe multiplicarse por el factor:

$$\frac{(\text{espesor real})+(\text{espesor equivalente de los encofrados})}{(\text{espesor real})} \quad (4.13)$$

I. LOSA DE CANTO 90 cm.

Sabiendo que:

-Temperatura ambiente: 27°C (verano)

-Temperatura de vertido del hormigón: 15°C (máxima temperatura para grandes masas de hormigonado)

- Encofrado de madera de 25mm a una cara

- Tipo de cemento: tipo I

Se hallan los siguientes resultados:

○ RELACIÓN VOLUMEN A SUPERFICIE:

$$V/S = \frac{0.9 \cdot 1 \cdot 1}{2 \cdot 1} \cdot \frac{0.9 + 0.6}{0.9} = 0.75m \quad (4.14)$$

○ TEMPERATURA DE VERTIDO CORREGIDA:

- Plazo para temperatura máxima (*Figura 36*)= 2 días

- Calor absorbido para V/S= 0.75 m (*Figura 38*) = 65%

- Temperatura de vertido corregida

$$15 + 0.65(27 - 15) = 22.8^\circ\text{C} \quad (4.15)$$

○ CALENTAMIENTO POR HIDRATACIÓN:

-De la *Figura 37*, con V/S= 0.75 y temperatura de vertido corregida de 22.8°C, obtenemos

$$\Delta T = 15^\circ\text{C}$$

-Corrección por dosificación teniendo en cuenta un cemento de 300 kg/m³

$$\Delta T = 15 \cdot \frac{300}{223} = 20.18^\circ\text{C} \quad (4.16)$$

Por lo tanto el incremento de temperatura debido al proceso de hidratación del hormigón es de **-20.18°C**.

II. LOSA DE CANTO 40 cm.

Sabiendo que:

- Temperatura ambiente: 27°C (verano)
- Temperatura de vertido del hormigón: 15°C (máxima temperatura para grandes masas de hormigonado)
- Encofrado de madera de 25mm a una cara
- Tipo de cemento: tipo I

Podemos hallar los siguientes resultados:

- **RELACIÓN VOLUMEN A SUPERFICIE:**

$$V/S = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1}{2 \cdot 1} \cdot \frac{0.4 + 0.6}{0.4} = 0.5m \quad (4.17)$$

- **TEMPERATURA DE VERTIDO CORREGIDA:**

- Plazo para temperatura máxima (*Figura 36*) = 1.5 días
- Calor absorbido para $V/S = 0.5$ m (*Figura 38*; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) = 87%
- Temperatura de vertido corregida

$$15 + 0.87 (27 - 15) = 25.4^\circ\text{C} \quad (4.18)$$

- **CALENTAMIENTO POR HIDRATACIÓN:**

- De la *Figura 37*, con $V/S = 0.5$ y temperatura de vertido corregida de 25.4°C, obtenemos

$$\Delta T = 12^\circ\text{C}$$

- Corrección por dosificación teniendo en cuenta un cemento de 300 kg/m³

$$\Delta T = 12 \cdot \frac{300}{223} = 16.14^\circ\text{C} \quad (4.19)$$

Por lo tanto el incremento de temperatura debido al proceso de hidratación del hormigón es de **-16.14°C**.

4.3.3. RESULTADOS DEL MODELO.

Tras conocer el procedimiento de cálculo de los efectos termohigrométricos, se realiza un análisis de ambos efectos. Para ello se tendrán que analizar por separado y en conjunto ambos efectos, con el fin de encontrar cuanto tiempo es necesario que pase tras el hormigonado para comenzar a ver las primeras fisuras.

4.3.3.1. ESTIMACIÓN DEL INSTANTE EN EL CUAL SE DISIPA EL CALOR DE HIDRATACIÓN DEL CEMENTO.

Resulta imprescindible estimar el momento en el que todo el calor generado por la hidratación del cemento es disipado. Gracias al modelo se comprobarán las tensiones principales en ese instante para ver si los elementos han alcanzado tensiones lo suficientemente elevadas como para fisurar. Si por el contrario, todavía no ha fisurado, se deberá a que el efecto de la retracción es el más influyente y es necesario más tiempo hasta alcanzar las tensiones de fisuración.

Con el gráfico mostrado en la *Figura 39*, se obtiene el tiempo que tardaría cada elemento en perder el calor acumulado por el proceso de hidratación del cemento.

En cuanto a la fracción de calor remanente, se lleva al extremo suponiendo que es igual a cero, por tanto el parámetro k deberá ser igual a 1 (según muestra la gráfica):

$$k = \frac{h^2 \cdot t}{D^2} \quad (4.20)$$

Siendo:

h^2 : difusividad (tomando como valor aproximado 930 cm²/día)

t : tiempo necesario para disipar el calor

D : espesor de la sección

Se han tomado los datos de la losa de gran canto porque será a la que más le costará disipar el calor, obteniendo que:

$$t = \frac{D^2 \cdot k}{h^2} = \frac{0,9^2 \cdot 1}{0,093} = 8,7 \text{ días} \quad (4.21)$$

A los 8,7 días del hormigonado de la losas de planta baja, todo el calor de hidratación habrá sido disipado.

A continuación se va a hallar la retracción que se da en ese instante (aproximadamente a 9 días).

4.3.3.2. EFECTO DE LA RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN A LOS 9 DÍAS.

Teniendo en cuenta las distintas fases de hormigonado de los distintos elementos, se pretende hallar el efecto que tendrá la retracción a los 9 días. Su estimación se base en lo siguiente:

- En el caso de la losa de cimentación y muros perimetrales se hallará la retracción a los 90+9 días, puesto que éstas se hormigonaron 3 meses antes de este momento: $\epsilon_{cs}(99)$
- Para el caso de los muros internos de la planta sótano a los 30+9 días: $\epsilon_{cs}(39)$
- Para las losas de la planta baja a los 9 días del hormigonado: $\epsilon_{cs}(9)$

Siendo el resultado de los diferentes elementos analizados:

○ **MUROS INTERNOS:** $\epsilon_{cs}(39)$

Conversión a ΔT				
	Muro transversales	Muros centrales	Costillas	Muro de reacción
$\epsilon = \alpha \cdot \Delta T$				
α	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05
ϵ_{cs} (39 días)	8,686E-05	7,598E-05	5,992E-05	4,620E-05
ΔT	8,69	7,60	5,99	4,62

Tabla 17. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en muros internos.

○ **LOSA DE CIMENTACIÓN Y MUROS PERIMETRALES:** $\epsilon_{cs}(99)$

Conversión a ΔT		
	Losa cimentación	Muro perimetral
$\epsilon = \alpha \cdot \Delta T$		
α	1,00E-05	1,00E-05
ϵ_{cs} (99 días)	6,856E-05	1,177E-04
ΔT	6,86	11,77

Tabla 18. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en losa de cimentación y muros perimetrales.

○ **LOSAS PLANTA BAJA:** $\epsilon_{cs}(9)$

Conversión a ΔT		
	Losa canto 90 cm	Losa canto 40 cm
$\epsilon = \alpha \cdot \Delta T$		
α	1,00E-05	1,00E-05
ϵ_{cs}	2,506E-05	3,119E-05
ΔT	2,51	3,12

Tabla 19. Deformación unitaria de la retracción y su correspondiente incremento de temperatura en ambas losas.

Los datos iniciales y el proceso hasta conseguir el ΔT que supone la retracción, se detallan en el Anejo III.

4.3.3.1. EFECTO DE LA DISIPACIÓN DEL CALOR DE HIDRATACIÓN DEL CEMENTO A LOS 9 DÍAS.

Como se ha citado en el apartado anterior, 9 días tras el vertido del hormigón el calor de hidratación que se genera en el interior de la masa se habrá disipado.

Esto equivale a una disminución de la temperatura de la masa de hormigón elevada, sobre todo en el caso de la losa de gran canto. Recopilando la información de los cálculos anteriores se obtiene que la pérdida del calor de hidratación para cada losa supone un descenso de la temperatura de valor:

- Para la losa de 40 cm de canto: -16.14 °C
- Para la losa de 90 cm de canto: -20.18 °C

4.3.3.2. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN A 9 DÍAS DE SU VERTIDO.

Debe tenerse en cuenta que a 9 días del hormigonado, el hormigón no ha alcanzado su resistencia total, por lo que las tensiones que se generen en el hormigón no van a ser tan elevadas como si el material hubiera endurecido completamente y alcanzado su resistencia máxima. Por lo que se estudia la evolución del módulo de elasticidad con el tiempo y se halla para ese preciso instante.

Según la *ecuación 3.5 del apartado 3.1.3 del EC2 EN-1992-1-1*, (2013), se puede estimar la variación del módulo de elasticidad con la edad mediante:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (4.22)$$

donde:

$E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$: son los valores a una edad de t días

E_{cm} y f_{cm} : son los valores determinados a una edad de 28 días.

La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (4.23)$$

Siendo:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right]} \quad (4.24)$$

s : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, para cementos de clase resistente CEM 32,5 N (Clase S) es 0,38.

Una vez indicada las ecuaciones se obtiene el valor del módulo de elasticidad a los 9 días, siendo:

$$\beta_{cc}(t) = e^{0,38 \left[1 - \left(\frac{28}{9} \right)^{0,5} \right]} = 0,748071$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(9 \text{ días}) = 0,748071 \cdot 38 = 28,427 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 22 \cdot (38/10)^{0,3} = 32,8365 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}(9 \text{ días}) = (28,427/38)^{0,3} \cdot 32,8365 = 30,0983 \text{ MP}$$

$$\mathbf{E_{cm}(9 \text{ días}) = 30,0983 \text{ MPa}}$$

La fisuración se dará cuando la tensión a tracción del hormigón supere el valor de la resistencia característica a tracción del hormigón (f_{ctk}).

Según la Tabla 3.1 de “*Propiedades de resistencia y deformación para el hormigón*” representada en *EC2 EN-1992-1-1, (2013)*, la resistencia característica a tracción del hormigón (f_{ctk}) vendrá en función del valor medio de la resistencia del hormigón a tracción (f_{ctm}) siendo ésta:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.25)$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (4.26)$$

Sustituyendo en las Ecuaciones (4.25) y (4.26):

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,03 \text{ MPa}$$

Por tanto con tensiones superiores a 2,03 MPa puede considerarse ya fisurada la sección.

El coeficiente de Poisson se ha supuesto igual a 0,2 en casos en los que el hormigón no ha fisurado; mientras que una vez fisurado se ha supuesto de valor nulo.

4.3.3.3. RESULTADOS.

Teniendo en cuenta ambos valores de incrementos de temperatura (ΔT), el correspondiente a contracción debida a la pérdida del calor de hidratación del cemento y, el comparable al efecto de la retracción del hormigón; se va a implementar el modelo y se van a analizar tanto en conjunto como por separado ambos efectos. Los resultados que interesan son las tensiones producidas en el hormigón a la edad analizada (9 días), para poderlas comparar con las tensiones máximas de tracción admisibles de la estructura y comprobar si la fisuración ya ha comenzado.

En primer lugar se va a analizar la respuesta de la estructura únicamente con el efecto de la retracción y posteriormente se le sumará el efecto de la pérdida del calor de hidratación.

El análisis se va a realizar al conjunto de la estructura, para observar su comportamiento global. Pero el estudio se va a centrar en las zonas donde se observa una marcada fisuración; losas de planta baja y muros longitudinales bajo la losa de gran canto. También se analizarán los pequeños muros transversales que se localizan bajo a losa de menor canto. Se pretende extraer el estado

tensional de los mismos y la dirección principal de sus tensiones, para poder comparar con las fisuras existentes.

En las siguientes imágenes se representan las tensiones máximas halladas en cada uno de los elementos al analizar de manera independiente el efecto de la retracción a los 9 días. Destacar que se muestran los valores máximos, independientemente de que se encuentren en la cara superior o inferior de las losas, o un lado u otro de los muros.

I. Caso analizado: ELS (PP+ Efecto de la retracción).

○ **LOSA DE 90 CM DE CANTO:**

Se aprecian las máximas tracciones en las zonas anaranjadas con valores en torno a 1.5 MPa, mientras que el resto está traccionado con tensiones que apenas alcanzan el valor de 0.5 MPa.

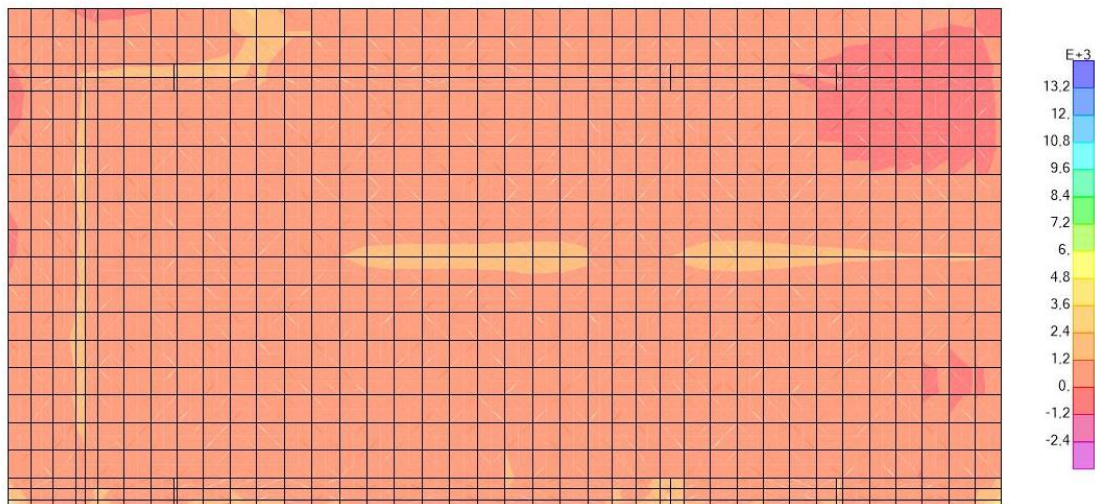


Figura 40. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en losa de gran canto (PP+Retracción).

○ **LOSA DE 40 CM DE CANTO:**

Se observan tracciones de 1.5 hasta 2 MPa en las zonas anaranjadas, mientras que el resto de la losa está sometida a tracciones en torno a 0.5 MPa. Las zonas más solicitadas se corresponden con las conexiones de esta losa a muros internos y pilares que hay bajo ella. Parece indicar que en este instante la flexión negativa tiene más importancia que el efecto de la retracción.

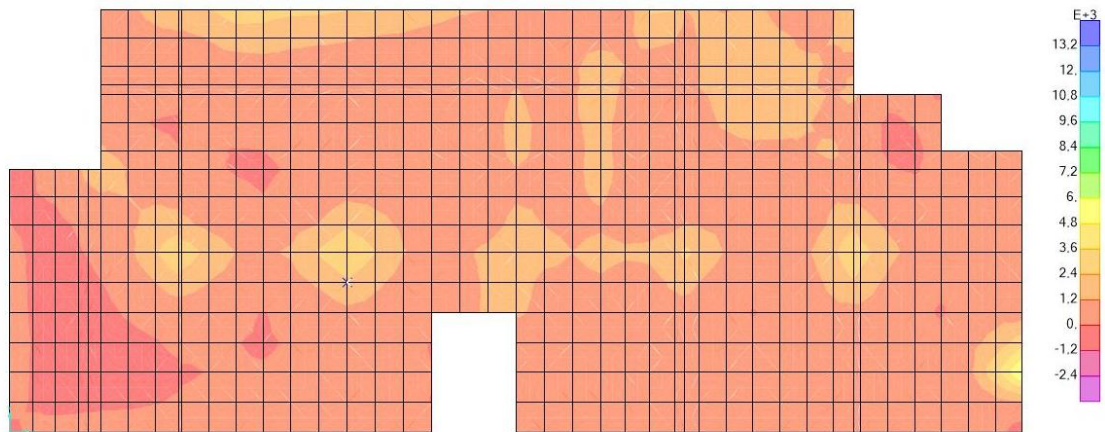


Figura 41. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en losa de 40 cm canto (PP+Retracción).

○ **MUROS LONGITUDINALES BAJO LOSA DE GRAN CANTO (35 CM DE ESPESOR):**

Puede observarse que las tensiones que solicitan los muros no superan los 1.5 MPa en la zona anaranjada. Incluso sus valores son menores en el resto de zonas, sobre todo en el muro central que apenas logra alcanzar valores próximos a 1 MPa. Generalmente la base es la zona más solicitada.

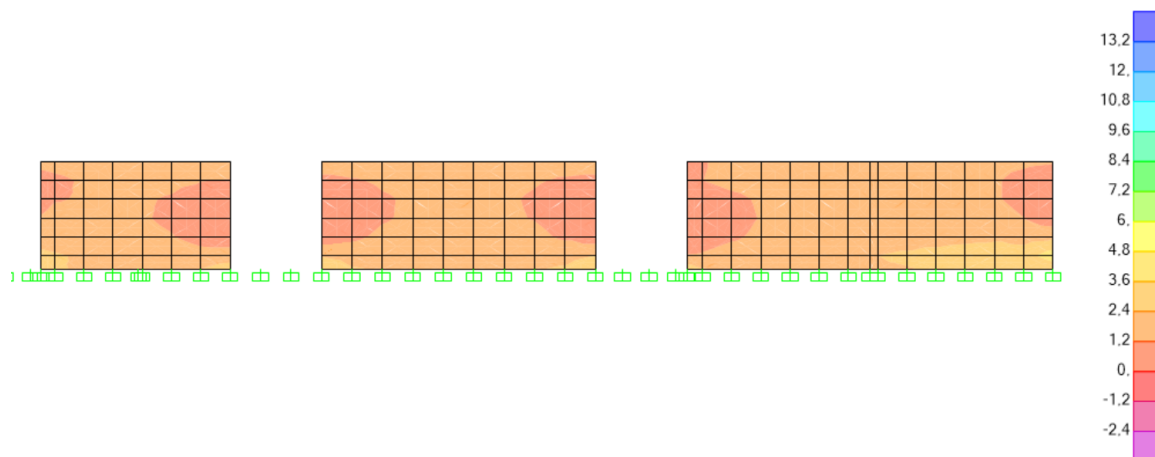


Figura 42. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en muros internos de 35 cm de espesor (PP+Retracción).

- **MUROS TRANSVERSALES BAJO LOSA DE MENOR CANTO (30 CM DE ESPESOR):**

Las tensiones máximas se dan en el entronque del muro, alcanzando los 2 MPa. En el resto del muro se observan tensiones inferiores en torno a 1 y 1.5 MPa.

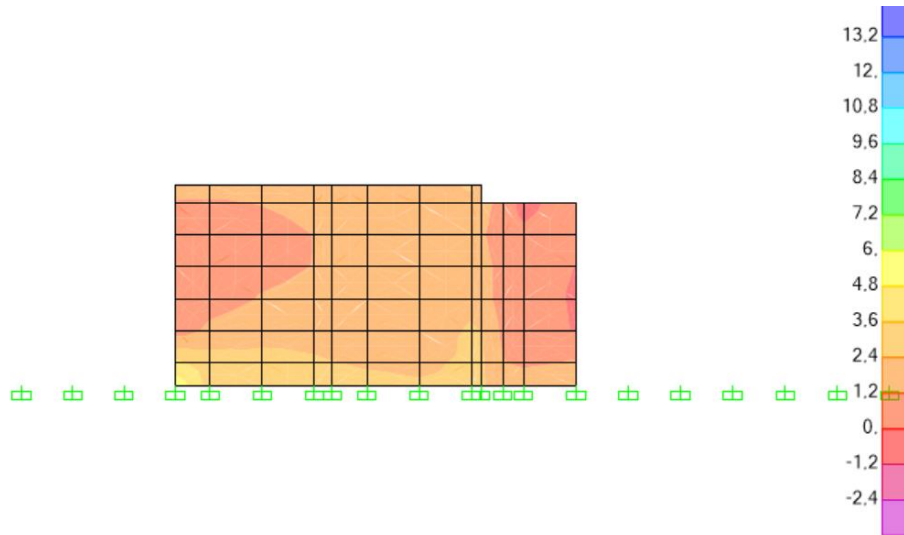


Figura 43. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en muros 30 cm de espesor (PP+Retracción).

II. Caso analizado: ELS (PP+ Efecto de la retracción+ Efecto de la pérdida del calor de hidratación).

A continuación se realiza el mismo análisis pero añadiéndole el efecto de la pérdida del calor de hidratación del cemento:

- **LOSA DE 90 CM DE CANTO:**

Se aprecian las máximas tracciones en las zonas anaranjadas con valores en torno a 4.5 MPa, mientras que el resto está sometido a una tensiones cercanas a 3MPa.

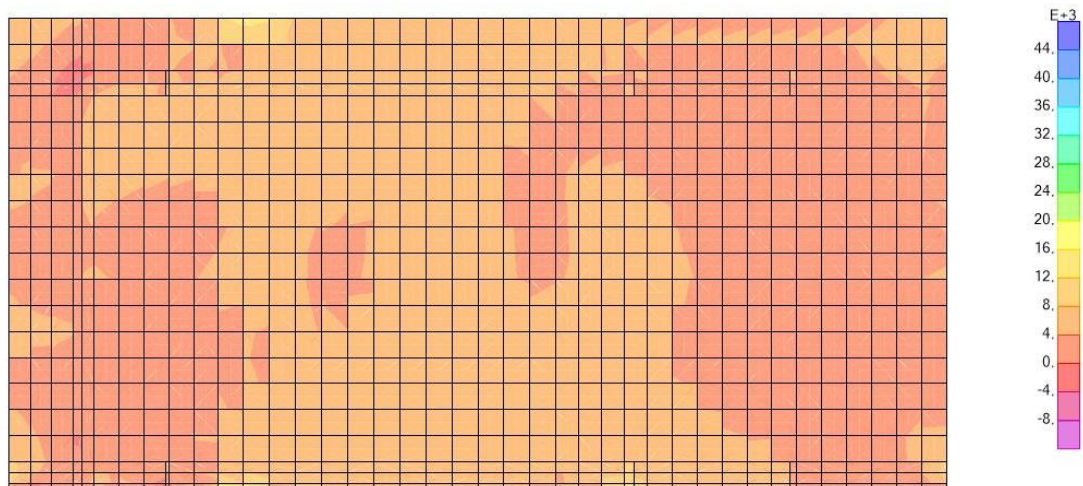


Figura 44. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en losa de gran canto (PP+Retracción+C.Hidratación).

- **LOSA DE 40 CM DE CANTO:**

La losa analizada está completamente fisurada. Las tensiones que está soportando oscilan entre los 4.5 y 6 MPa en las zonas anaranjadas, siendo en el resto no inferiores a 3 MPa.

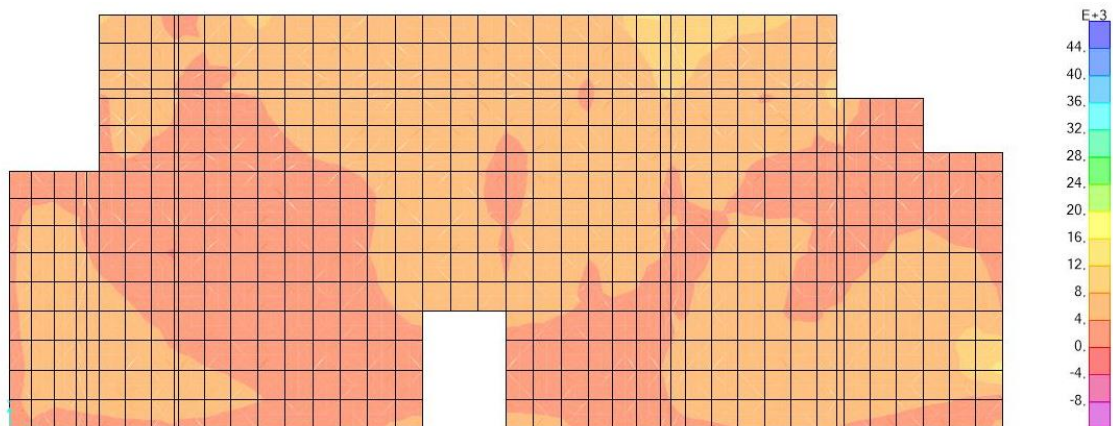


Figura 45. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en losa de 40 cm de canto (PP+Retracción+C.Hidratación).

- **MUROS LONGITUDINALES BAJO LOSA DE GRAN CANTO (35 CM DE ESPESOR):**

Se observan tracciones importantes que oscilan entre 4 y 6 MPa por toda la superficie anaranjada, mientras que en el resto las tensiones son en torno a 1,5 y 2 MPa. En la zona central del muro se aprecian tensiones cercanas a 2 MPa en la base, y éstas van disminuyendo con la altura del muro.

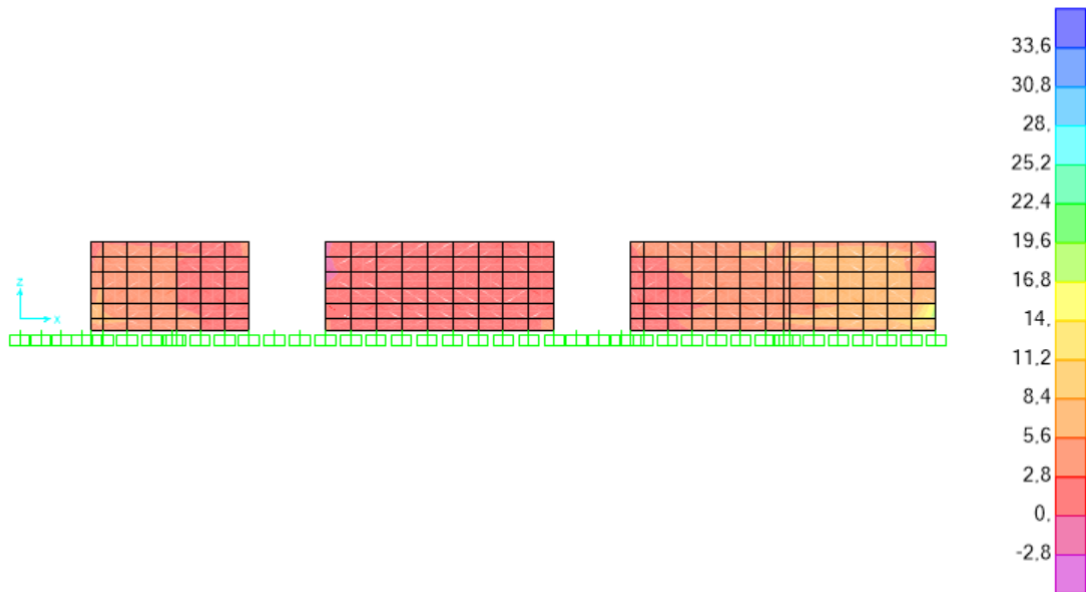


Figura 46. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en muros internos de 35 cm de espesor (PP+Retracción+C.Hidratación).

○ **MUROS TRANSVERSALES BAJO LOSA DE MENOR CANTO (30 CM DE ESPESOR):**

Este muro se encuentra bajo la unión de ambas losas de planta baja. Se observa que las mayores tracciones se dan en la zona de muro que se encuentra bajo la losa de 40 cm de canto (parte anaranjada del dibujo) llegando a 4 MPa. El resto de losa se encuentra en torno a los 2,5 y 3 MPa.

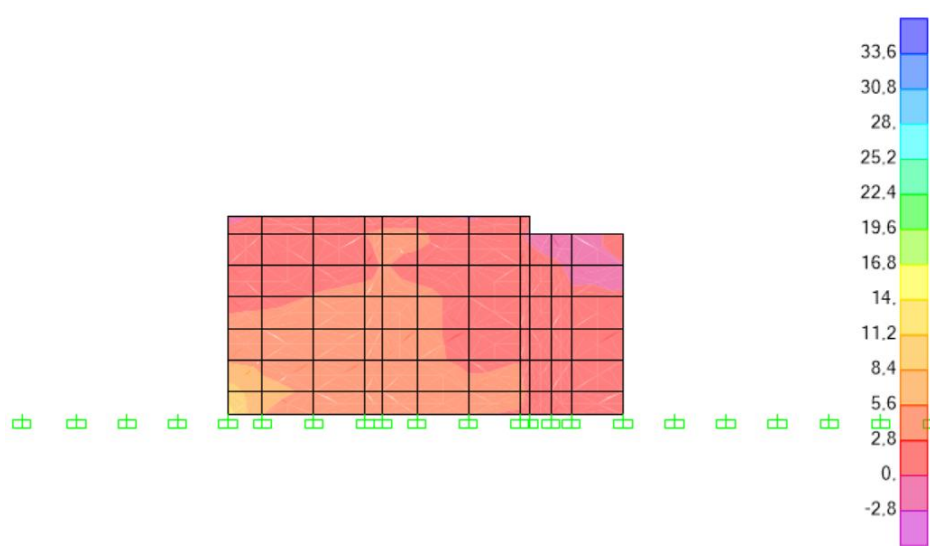


Figura 47. Diagrama de máximas tensiones S_{max} en muros 30 cm de espesor (PP+Retracción+C.Hidratación)

4.3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Cabe destacar que las tensiones mostradas en el apartado anterior no son reales, ya que el hormigón antes de alcanzar tensiones de tracción de valores superiores a 2,05 MPa se fisuraría. Por tanto una vez alcanzado este valor, la sección comienza a fisurar y por consiguiente a perder rigidez.

Tras el análisis anterior se evidencia que los elementos analizados a día 9 se fisuran por la acción conjunta de la pérdida del calor de hidratación y la retracción.

En primer lugar se evalúan los resultados obtenidos al considerar únicamente el efecto de la retracción a 9 días del hormigonado de losas superiores.

En general el estado tensional obtenido tras este análisis no muestra unas tracciones tan elevadas como para provocar las fisuras.

Analizando la distribución de tensiones en las losas de planta baja, ésta parece indicar que la mayoría de las tensiones generadas se deben a solicitaciones de flexión (en las conexiones entre la losa y sus elementos de sustentación) y no, al efecto de la retracción térmica. Este es debido a que el efecto de la retracción apenas ha adquirido importancia sobre las losas, al estar analizándose a una edad demasiado cercana a la fecha en la que se hormigonó. Cabe recordar que el efecto de contracción generado por la retracción aumenta con el paso del tiempo.

Los muros internos bajo la losa se comportan todos de igual modo. Las tensiones generadas por la retracción son cercanas al límite de resistencia por tracción del hormigón. Por lo que podrían justificar únicamente que comiencen a aparecer las primeras fisuras, pero son necesarias unas tensiones más elevadas para alcanzar la fisuración tan pronunciada que presentan estos elementos.

En segundo lugar se analiza el estado tensional provocado por la acción conjunta del efecto de la retracción y la pérdida del calor de hidratación. Es entonces cuando se desarrollan tensiones importantes que pueden hacer fisurar a los elementos estudiados.

Por ello, podría decirse que el efecto más importante y que hace fisurar la estructura es la contracción debida pérdida del calor de hidratación del cemento, mientras que el efecto de la retracción favorece esta fisuración y hace que puedan prolongarse con el paso del tiempo. Como ya se ha comentado previamente, el efecto de la retracción puede ser el causante de que después de meses e incluso años las fisuras estén en continua evolución.

En las siguientes imágenes se pretende plasmar la dirección principal de las tensiones que el software de cálculo proporciona para cada elemento. En la barra que se adjunta al lado derecho de cada figura se muestra la escala de colores que simboliza el valor de las tensiones máximas en ambas direcciones principales. Sobre ellas se han dibujado las direcciones que seguirían las fisuras (perpendiculares a los esfuerzos de tracción). El criterio seguido a la hora de dibujar las fisuras, es

marcar únicamente aquellas en las que el esfuerzo de tracción sea superior a 3 MPa. Se ha considerado, que en la realidad, tras las primeras fisuras, el resto de zonas relajarán sus tensiones y por tanto es posible que las zonas traccionadas con 2 MPa no lleguen a fisurar.

Las figuras extraídas del modelo se van a comparar tanto con los planos de levantamiento de fisuras como con las fotografías realizadas, para poder comprobar si realmente la fisuración que ha aparecido sigue la misma dirección que la que el software proporciona por efecto de las acciones indirectas de los efectos termohigrométricos del hormigón.

○ **LOSA DE 90 CM DE CANTO:**

La losa de gran canto es capaz de redistribuir mejor las tensiones generadas en su interior y por tanto aparecerán menos fisuras que en el resto de elementos de menor espesor. Las principales tensiones marcan fisuras rectas (perpendiculares a la zona de unión de ambas losas) en la zona central del borde que conecta ambas losas y con cierta inclinación hacia los extremos. Estas fisuras son la continuación de las fisuras existente en la losa de canto 40 cm que se prolongan hasta ella. La zona de la losa coaccionada por el muro de reacción genera tensiones importantes que producen fisuras inclinadas en la zona próxima a él. En la Figura 48, se representa el resultado del software de cálculo en cuanto a las direcciones principales de tensiones y sobre ellas se ha marcado la dirección de las fisuras.

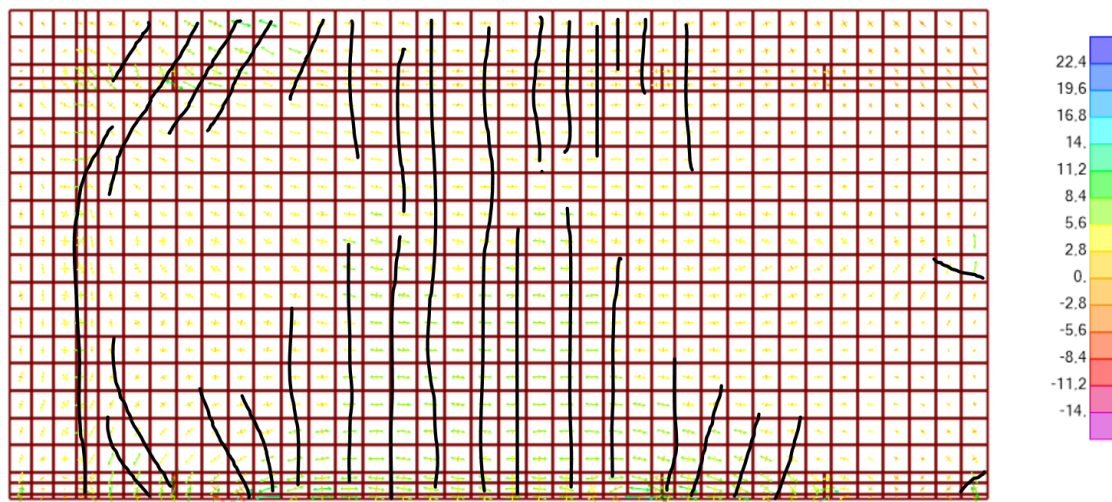


Figura 48. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en losa de 90 cm de canto.

La Figura 49 representa el plano de levantamiento de fisuras de la cara inferior de la losa de gran canto realizado en 2016. En él se muestran las fisuras a fecha de 2013 marcadas en color verde, mientras que las marcadas en rosa muestran las nuevas fisuras halladas en 2016. Las fisuras marcadas en negro hacen referencia a la fisuración de la losa de cimentación, por lo que no deben tenerse en cuenta.

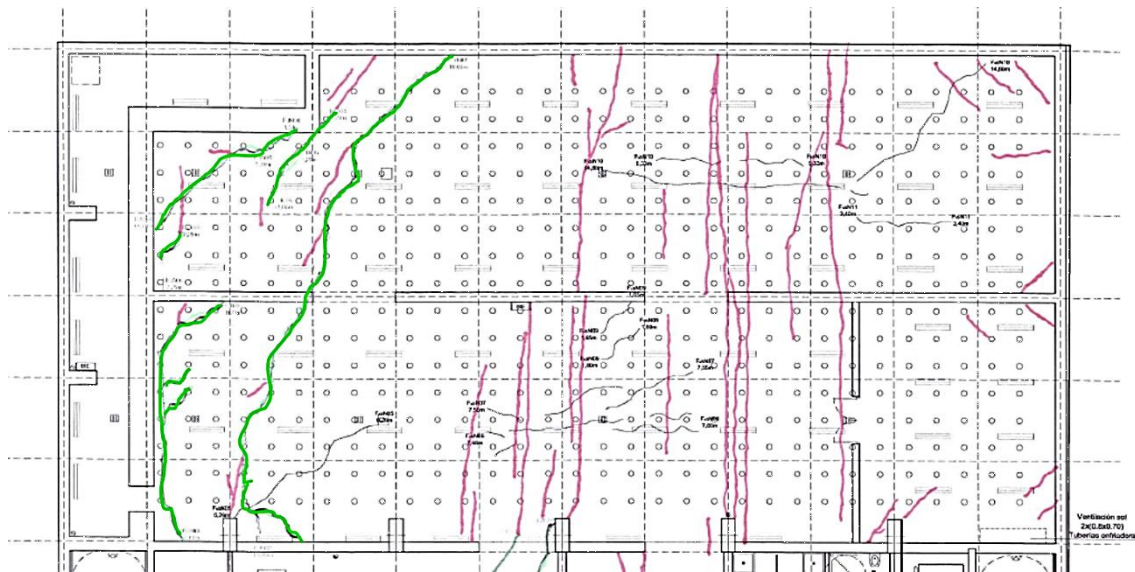


Figura 49. Levantamiento de las fisuras en la cara inferior de la losa de 90 cm a fecha de 10/02/2016.

Comparando las dos figuras anteriores se verifica que las fisuras existentes coinciden con la trayectoria de las predichas por el software al introducirles el efecto termohigrométrico.

- **LOSA DE 40 CM DE CANTO:**

En la losa de 40 cm de canto, la fisuración se debe principalmente al efecto de la contracción por la pérdida del calor de hidratación. El efecto de la retracción por si misma apenas generaba esfuerzos en esta losa.

La fisuración predominante sigue una cierta inclinación con respecto al borde de conexión entre ambas rectas, y conforme se acerca a la zona central tienden a formar 90° con el mismo. Las elevadas tensiones que se producen en el borde de conexión de ambas losas se deben a que la losa de gran canto, cuando libera su calor, se retrae y arrastra con su movimiento a esta losa. La losa de mayor canto tiene mayor influencia sobre la de menor y no al contrario. Esto se debe por un lado, a que su rigidez es mayor y, por otro lado, a que la variación de temperatura que sufre es mayor y por tanto las tensiones que genera sobre la losa de menor canto se acentúan. Causando en la losa de menor canto grandes tracciones por lo que ésta comienza a fisurar.

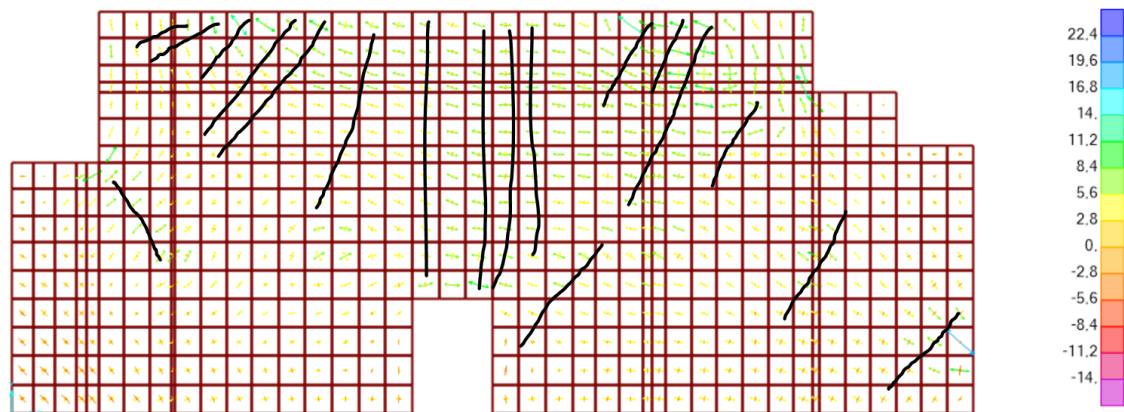


Figura 50. Diagrama de las direcciones principales de losa de 40cm de canto.

En la Figura 50 se representa el estado tensional y las principales fisuras que el software de cálculo predice. Para poder comparar este estado tensional con la fisuración real, se adjunta en la Figura 51 el plano de levantamiento de las fisuras de la cara superior de la losa a fecha de 2016. Se marca en negros las fisuras halladas en 2012, mientras que las marcadas en rosa son las observadas en 2016.

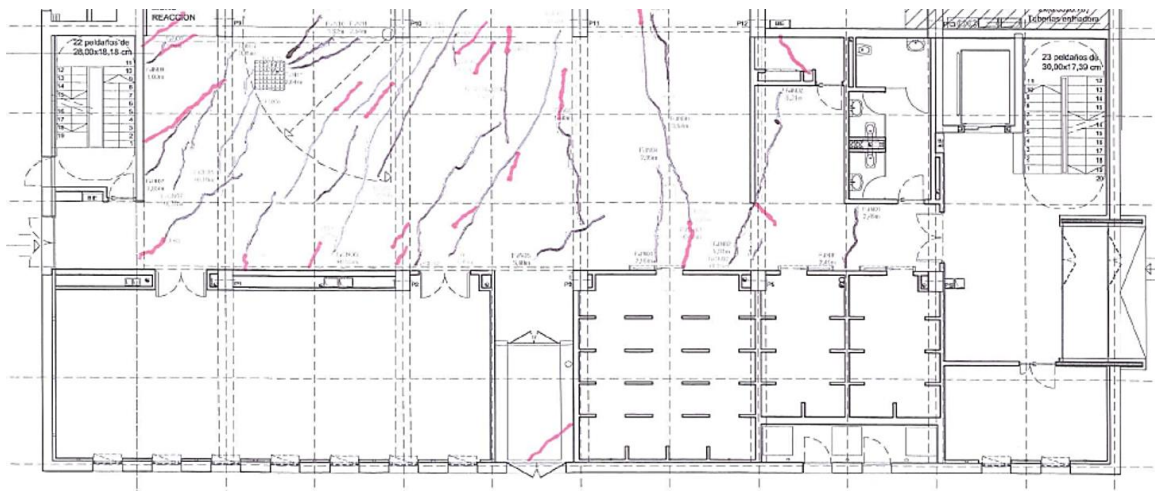


Figura 51. Levantamiento de las fisuras en la cara superior de la losa de 40 cm a fecha de 10/02/2016.

Al comparar ambas figuras anteriores, se comprueba la validez de suponer los efectos termohigrométricos como causa de la fisuración.

En el Anejo II aparece la fisuración tanto en la cara superior, como en la cara inferior de las losas; en ellas puede observarse la coincidencia de su distribución, hecho que indica que la fisuración atraviesa las losas en la totalidad de su canto.

○ **MUROS LONGITUDINALES BAJO LOSA DE GRAN CANTO (35 CM DE ESPESOR):**

Existen dos muros longitudinales bajo las losas de gran canto de 35 cm de espesor. En ambos se observa el mismo patrón de fisuración, siguiendo una dirección de 45° en los extremos del muro y tendiendo ser perpendiculares en las zonas centrales. Siendo su concentración masiva en extremos y escasa en el centro.

La Figura 52 muestra cómo se concentran las tensiones y por tanto la fisuración en los extremos del muro; mientras que en la zona central apenas se alcanzan tensiones importantes para fisurar.

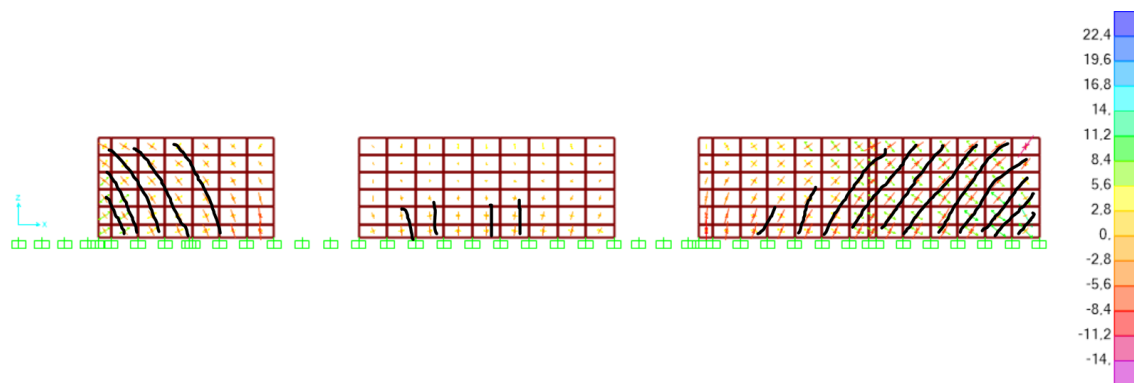


Figura 52. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en muros de 35 cm de espesor.

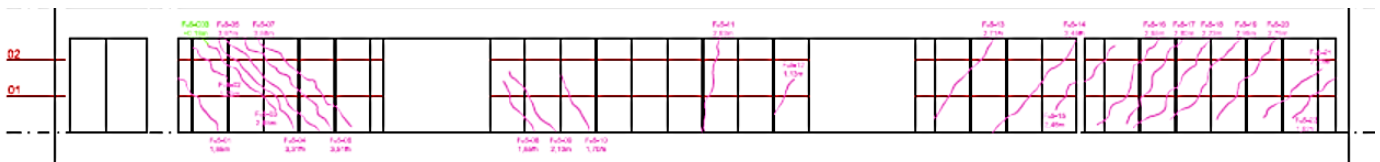


Figura 53. Levantamiento de fisuras en muro interior de 35 cm de espesor a fecha de 11/02/2013 (AICEQUIP, (2013)).

Al comparar la Figura 52 y la Figura 53, se verifica como la fisuración aparecida en los extremos se reproduce a la perfección en el modelo. En la zona central del muro, en el modelo se observa como comenzarían a abrirse algunas fisuras en entronque de muro, mientras que en la realidad se observa que la prolongación de las fisuras es mayor.

Se incluyen varias fotografías donde se plasma el estado de las fisuras en 2016:



Figura 54. Fotografía de fisuras en muro interior de 35 cm de espesor (ambos extremos) en 2016.

○ **MUROS TRANSVERSALES BAJO LOSA DE MENOR CANTO (30 CM DE ESPESOR):**

De los muro de 30 cm destacar que en el primer análisis realizado se observan tensiones que alcanzan la resistencia máxima a tracción en la zona de entronque de muro, lo que supone que podrían comenzar a abrirse las primeras fisuras. Es con el efecto de la pérdida del calor de hidratación cuando se observa un claro aumento de las tensiones y por tanto cuando el hormigón se fisura quedando como muestra la *Figura 55*.

La *Figura 55* muestra el muro que hay bajo la unión de ambas losas, la zona donde el muro alcanza menor altura es la unión con la losa de gran canto, siendo la de mayor altura la unión con la de menor canto. Al analizar la dirección principal de las tracciones, se comprueba como las tracciones más importantes proceden del lado sobre el que apoya la losa de gran canto. Con lo que se corrobora que las tensiones ejercidas por la contracción de la losa de gran canto tienen mayor importancia que las la losa de menor canto. Por tanto al contraer la losa de gran canto, tiende a arrastrar al muro intentando que le acompañe en su desplazamiento.

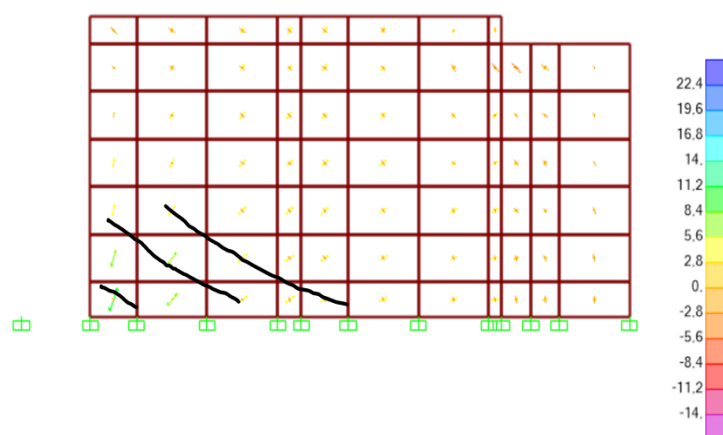


Figura 55. Diagrama de las direcciones principales de tensiones en muros de 30 cm de espesor.

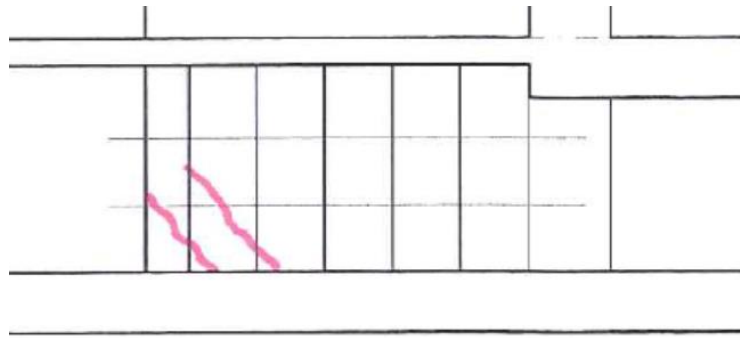


Figura 56. Levantamiento de fisuras en muro interior de 30 cm de espesor a fecha de 10/02/2016.

En ambas figuras se muestra el mismo muro, siendo la dirección de las fisuras existente idéntica a la representada por el software de cálculo.

Tras las diferentes comparativas realizadas en los elementos estructurales afectados por esta patología, se verifica la validez de la causa a la acción indirecta de los efectos termohigrométricos del hormigón.

4.4. VERIFICACIÓN DEL ARMADO EXISTENTE FRENTE A ESTADOS LÍMITES DE ROTURA.

En este apartado se pretende comprobar si la armadura dispuesta de proyecto es suficiente o si por el contrario hay insuficiencia de armado. Toda esta comprobación se realiza con el fin de averiguar si la aparición de fisuras pudiera deberse a una insuficiencia de armado, o por el contrario, si este factor no se ve influenciado en el comportamiento de la estructura analizada.

Para ello se va a analizar el armado de la losa de 40 cm de canto. En primer lugar, se deben hallar los esfuerzos de placa en los puntos críticos, éstos son donde los esfuerzos sean máximos. Gracias al modelo lineal de elementos finitos implementado en *SAP2000*, se podrán hallar los esfuerzos en las zonas más solicitadas.

El procedimiento a seguir se desarrolla a continuación. La losa se va a someter a un estado de carga en el que se incluyen el peso propio y la sobrecarga de uso. Ambos mayorados bajo la siguiente combinación:

$$ELU = 1,35 \cdot PP + 1,5 \cdot SC$$

Bajo esta combinación de acciones se localizan los puntos de la losa dónde los esfuerzos flectores en ambas direcciones (M_{11} y M_{22}) sean máximos. Con todos los esfuerzos de placa (momentos máximos y sus concomitantes esfuerzos) se comprueba su armado. La situación más desfavorable no tiene por qué ser en la que la losa esté cargada en su totalidad. Por ello se consideran 18 casos de sobrecarga aplicados cada uno a una determinada área y estos se combinan con el objetivo de hallando el caso de carga más desfavorable.

Se considera que el armado dispuesto es diferente dependiendo de la zona que se analice. Este se tendrá en cuenta en cada una de las comprobaciones realizadas. Las zonas que están armadas con la armadura base sin añadir ningún refuerzo, y sus esfuerzos sean elevados también serán objeto de esta comprobación.

La comprobación de armado consiste en el dimensionamiento de la losa a través de sus esfuerzos de placa. La placa se va a analizar a través del modelo multicapa para láminas fisuradas. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- 1) Dividir la placa en tres capas y determinar el espesor de cada una de ellas.
- 2) Calcular el brazo mecánico (z).
- 3) Calcular los esfuerzos de membrana en cada capa (s_x, s_y, s_{xy}).
- 4) Comprobar que el espesor sea suficiente para que no agoten las bielas comprimidas.
- 5) Calcular los esfuerzos de membrana definitivos (s_x, s_y, s_{xy}) (si se ha modificado el espesor de alguna capa al agotar las bielas en el apartado anterior).
- 6) Dimensionamiento de las membranas.
- 7) Verificar que la armadura dispuesta sea igual o superior que la de cálculo.
- 8) Comprobación de si es necesaria armadura de cortante.
- 9) Con el armado dispuesto comprobar que no se alcanza el límite de tensión en la armadura.

Todo el procedimiento aquí descrito se ha implementado en una hoja de cálculo de Excel para agilizar el dimensionamiento de la losa y sus pertinentes comprobaciones. El Anejo VI incluye en detalle los pasos a seguir hasta alcanzar los resultados obtenidos.

A continuación se realizan las comprobaciones de las zonas más solicitadas:

○ **M11 MÁXIMO POSITIVO**

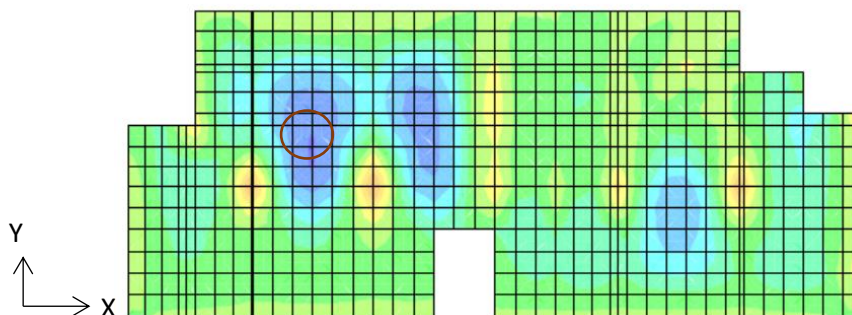


Figura 57. Diagrama de M_x y esfuerzos concomitantes a M_x máximo.

ESFUERZOS CONCOMITANTES AL MÁXIMO MOMENTO:

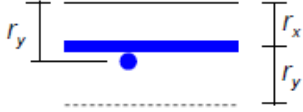
n_x : -0,012 MN/m	m_y : 0,001 MN·m/m
n_y : -0,016 MN/m	m_{xy} : -0,008MN·m/m
n_{xy} : -0,001 MN/m	v_x : 0,002 MN/m
m_x: 0,125 MN·m/m	V_y : -0,068 MN/m

Tabla 20. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.

En la *Figura 57* se muestra el diagrama de momentos de M_x señalando con un círculo la zona donde es máximo su valor.

Para hallar la cuantía de armado que dispone esa zona, así como la necesaria, en primer lugar se descompone la placa en tres membranas. Para determinar los espesores de las placas y el brazo mecánico se sigue el siguiente criterio:

Se fija el espesor tanto de la capa superior como la inferior (t_1 y t_2) al doble del recubrimiento mecánico medio de las armaduras:

$$t_{1,2} = 2 \cdot \frac{r_x + r_y}{2} = r_x + r_y$$

(4.27)

Siendo:

$$r_x : 45+6 = 51 \text{ mm}$$

$$r_y : 45+6 +12= 63 \text{ mm}$$

$$t_1 = t_2 = 2 \cdot \frac{51+63}{2} = 114 \text{ mm} \quad (4.28)$$

$$z = h - \frac{t_1+t_2}{2} = 400 - \frac{114+114}{2} = 286 \text{ m} \quad (4.29)$$

Este espesor de capa siempre debe ser suficiente para que no agoten las bielas comprimidas, pudiéndose reducir el espesor hasta llegar al límite del agotamiento.

En este caso se ha reducido el espesor de las capas sin llegar a agotar la sección por compresión. El valor del espesor superior e inferior es:

$$t_1 = t_2 = 100 \text{ mm}$$

a. COMPROBACIÓN DE ARMADO

Sabiendo que el armado dispuesto es:

- Armadura inferior: $\emptyset 12/ 20 \times 20$
- Armadura de refuerzo en X: $\emptyset 10/20$
- Armadura de refuerzo en Y: $\emptyset 10/20$

La cuantía de armado en todo el canto es:

$$\rho = \frac{\pi(0.006^2 + 0.005^2)}{0.4 \cdot 0.2} = 2.395 \cdot 10^{-3} \quad (4.30)$$

Y la cuantía de armado en la membrana inferior vendrá determinada por:

$$\rho_x = \rho_y = \frac{\pi(0.006^2 + 0.005^2)}{0.1 \cdot 0.2} = 9.58185 \cdot 10^{-3} \quad (4.31)$$

El dimensionamiento de armado se realiza mediante el modelo multicapa para láminas a través de los esfuerzos de placa. Con estos esfuerzos y definiendo el valor de Θ se hallan las tensiones principales y a partir de ellas el armado.

Se parte de un valor de $\Theta = 5^\circ$

TENSIONES PRINCIPALES

$\sigma_{x,i} =$	4.11	MPa
$\sigma_{y,i} =$	-0.05	MPa
$\tau_{xy,i} =$	-0.27	MPa

Tabla 21. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.

Resultando ser la armadura necesaria por banda igual a:

$$\rho_x = 9,5 \cdot 10^{-3} \quad \checkmark$$

$$\rho_y = 7.03 \cdot 10^{-4} \quad \checkmark$$

Como la armadura dispuesta es mayor que la necesaria puede considerarse correcto el armado dispuesto.

b. COMPROBACIÓN DE CORTANTE

La sección analizada no necesita armadura de cortante.

c. COMPROBACIÓN DE TENSIONES

Con el armado dispuesto, se ha verificado que la tensión en las armaduras no sea superior al límite establecido. La misma verificación se ha realizado para el caso de las tensiones de hormigón:

TENSIÓN EN LA ARMADURA (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = 3.04$	$\rho_x \cdot f_{yd} = 4.17$
$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = 4.13$	$\rho_y \cdot f_{yd} = 4.17$

Tabla 22. Verificación de tensiones en la armadura.

TENSIÓN EN LAS BIELAS (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\sigma_{cd} = 3.11$	$f_{1cd} = 10.12$

Tabla 23. Verificación de tensiones en las bielas.

En el Anejo IV se adjuntan capturas de pantalla de la Hoja de cálculo de Excel con las que se ha hallado el armado necesario en función de todos los parámetros que aquí se han mostrado y todas las comprobaciones realizadas.

- **M22 MÁXIMO POSITIVO:**

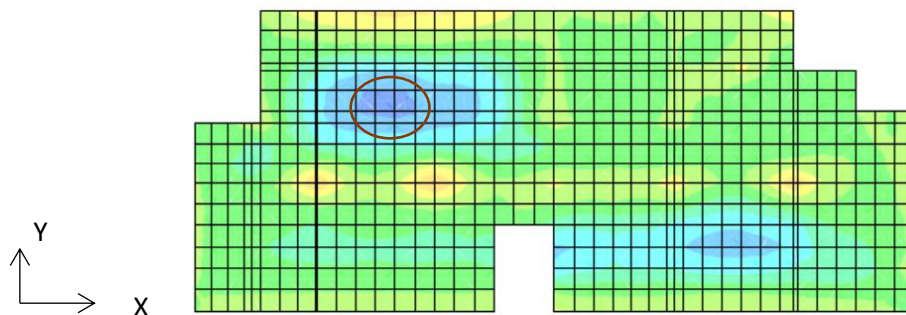


Figura 58. Diagrama de M_y y esfuerzos concomitantes $a_m M_y$ máximo.

ESFUERZOS CONCOMITANTES AL MÁXIMO MOMENTO

n_x : -0,008 MN/m	m_y : 0,134 MN·m/m
n_y : -0,025 MN/m	m_{xy} : -0,011 MN·m/m
n_{xy} : -0,004 MN/m	v_x : 0,020 MN/m
m_x : 0,077 MN·m/m	V_y : -0,008 MN/m

Tabla 24. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.

En la Figura 58 se muestra el diagrama de momentos de M_y señalando con un círculo la zona donde es máximo su valor.

Al igual que para el caso anterior se descompone la placa en tres membranas, al ser el armado dispuesto igual que el caso anterior, los valores de espesores de capa y brazo mecánico dan lo mismo que el caso anterior:

$$t_1 = t_2 = 2 \cdot \frac{51+63}{2} = 114 \text{ mm} \quad (4.32)$$

$$z = h - \frac{t_1+t_2}{2} = 400 - \frac{114+114}{2} = 286 \text{ mm} \quad (4.33)$$

También se ha reducido el espesor sin llegar al agotamiento de las bielas, siendo el espesor final de:

$$t_1 = t_2 = 60 \text{ mm}$$

a. COMPROBACIÓN DE ARMADO

Sabiendo que el armado dispuesto es:

- Armadura inferior: $\emptyset 12/20 \times 20$
- Armadura de refuerzo en X: $\emptyset 10/20$
- Armadura de refuerzo en Y: $\emptyset 10/20$

La cuantía de armado en todo el canto es:

$$\rho = \frac{\pi(0,006^2+0,005^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 2,395 \cdot 10^{-3} \quad (4.34)$$

La cuantía de armado en la membrana inferior vendrá determinada por:

$$\rho_x = \rho_y = \frac{\pi(0,006^2+0,005^2)}{0,06 \cdot 0,2} = 0,016 \quad (4.35)$$

Las tensiones principales y el armado que de estas se obtiene se presenta a continuación:

Partiendo de un valor de $\theta = 10^\circ$

TENSIONES PRINCIPALES

$\sigma_{x,i} =$	3.71	MPa
$\sigma_{y,i} =$	6.36	MPa
$\tau_{xy,i} =$	0.51	MPa

Tabla 25. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.

Resultando ser la armadura necesaria igual a:

$$\rho_x = 0,0151 \quad \checkmark$$

$$\rho_y = 0,0148 \quad \checkmark$$

Como la armadura dispuesta es mayor que la necesaria se verifica el correcto dimensionamiento de proyecto.

b. COMPROBACIÓN DE CORTANTE

La sección analizada no requiere armadura de cortante.

c. COMPROBACIÓN DE TENSIONES

TENSIÓN EN LA ARMADURA (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = 6.60$	$\rho_x \cdot f_{yd} = 6.96$
$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = 6.45$	$\rho_y \cdot f_{yd} = 6.96$

Tabla 26. Verificación de tensiones en la armadura

TENSIÓN EN LAS BIELAS (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\sigma_{cd} = 2.98$	$f_{1cd} = 10.38$

Tabla 27. Verificación de tensiones en las bielas

○ **M11 MÁXIMO NEGATIVO:**

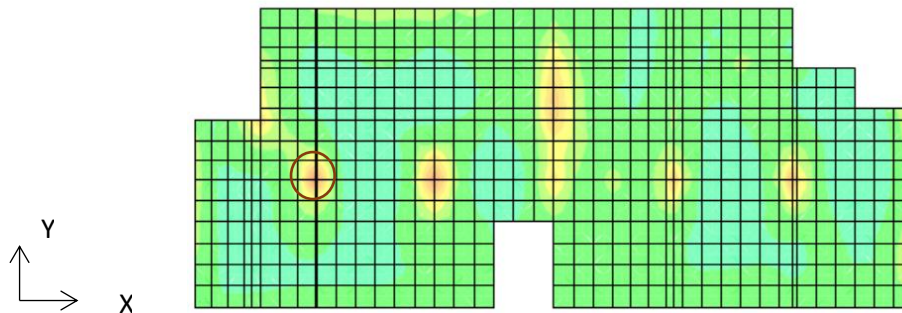


Figura 59. Diagrama de Mx y esfuerzos concomitantes al Mx máximo negativo.

ESFUERZOS CONCOMITANTES AL MÁXIMO MOMENTO

n_x : -0,012 MN/m	m_y : -0,196 MN·m/m
n_y : -0,018 MN/m	m_{xy} : -0,041 MN·m/m
n_{xy} : -0,005 MN/m	v_x : -0,096 MN/m
m_x: -0,212 MN·m/m	V_y : -0,033 MN/m

Tabla 28. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.

En la *Figura 59* se muestra el diagrama de momentos de Mx señalando con un círculo la zona donde es máximo su valor negativo.

En el diagrama puede observarse que el momento máximo negativo es puntual y rápidamente baja de valor en los puntos cercanos. Como el armado funciona por bandas y el esfuerzo se reparte entre ellas lo que se va a hacer es hallar el momento medio en una banda de un metro para aproximar el resultado a la realidad, tanto para el momento en dirección X como en dirección Y:

$$m_x = \frac{\frac{-0,130 - 0,212}{2} + \frac{-0,091 - 0,212}{2}}{2} = -0,161 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.36)$$

$$m_y = \frac{\frac{-0,121 - 0,196}{2} + \frac{-0,095 - 0,196}{2}}{2} = -0,152 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.37)$$

Con estos nuevos valores de m_x y m_y se opera de forma análoga al caso anterior.

Descomposición de la placa en tres membranas:

$$t_1 = t_2 = 114 \text{ mm}$$

$$z = 286 \text{ mm}$$

En este caso también se ha reducido el espesor sin llegar al agotamiento de las bielas, siendo el espesor final de:

$$t_1 = t_2 = 60 \text{ mm}$$

a. COMPROBACIÓN DE ARMADO

Sabiendo que el armado dispuesto es:

- Armadura superior: $\emptyset 12/20 \times 20$
- Armadura de refuerzo en X: $\emptyset 16/20$
- Armadura de refuerzo en Y: $\emptyset 16/20$

La cuantía de armado en todo el canto es:

$$\rho = \frac{\pi(0,006^2 + 0,008^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 3,927 \cdot 10^{-3} \quad (4.38)$$

La cuantía de armado en la membrana superior vendrá determinada por:

$$\rho_x = \rho_y = \frac{\pi(0,006^2 + 0,008^2)}{0,06 \cdot 0,2} = 0,0261 \quad (4.39)$$

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Partiendo de un valor de $\Theta = 42^\circ$

TENSIONES PRINCIPALES

$\sigma_{x,i} =$	7.79	MPa
$\sigma_{y,i} =$	7.30	MPa
$\tau_{xy,i} =$	-2.05	MPa

Tabla 29. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.

Resultando ser la armadura necesaria igual a:

$$\rho_x = 0,0222 \quad \checkmark$$

$$\rho_y = 0,0220 \quad \checkmark$$

La armadura dispuesta es superior a la necesaria, por lo que se considera correcto su dimensionamiento.

b. COMPROBACIÓN DE CORTANTE

La sección analizada no necesita armadura de cortante.

c. COMPROBACIÓN DE TENSIONES

TENSIÓN EN LA ARMADURA (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = 9.58$	$\rho_x \cdot f_{yd} = 11.38$
$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = 9.64$	$\rho_y \cdot f_{yd} = 11.38$

Tabla 30. Verificación de tensiones en la armadura.

TENSIÓN EN LAS BIELAS (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\sigma_{cd} = 4.12$	$f_{1cd} = 10.42$

Tabla 31. Verificación de tensiones en las bielas.

◦ **M22 MÁXIMO NEGATIVO:**

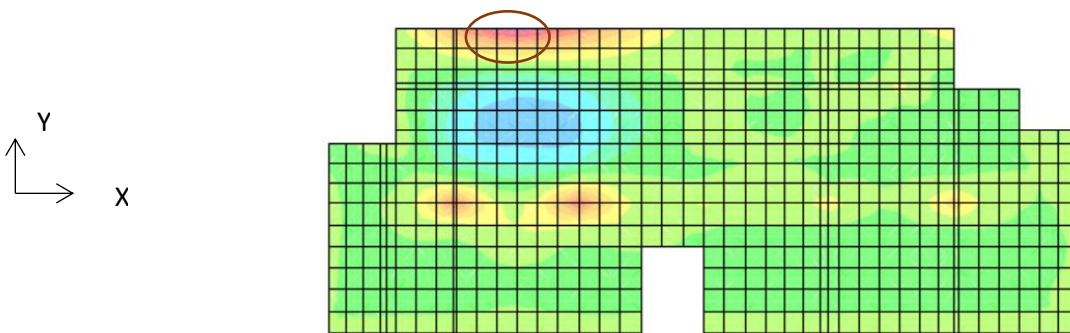


Figura 60. Diagrama de My y esfuerzos concomitantes al My máximo negativo en el punto marcado.

ESFUERZOS CONCOMITANTES AL MÁXIMO MOMENTO	
$n_x: 0,042 \text{ MN/m}$	$m_y: -0,328 \text{ MN}\cdot\text{m/m}$
$n_y: 0,076 \text{ MN/m}$	$m_{xy}: 0,008 \text{ MN}\cdot\text{m/m}$
$n_{xy}: -0,071 \text{ MN/m}$	$v_x: -0,002 \text{ MN/m}$
$m_x: -0,001 \text{ MN}\cdot\text{m/m}$	$v_y: 0,174 \text{ MN/m}$

Tabla 32. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.

En la *Figura 60* se muestra el diagrama de momentos de M_y señalando con un círculo la zona donde es máximo su valor negativo.

Al igual que para el máximo momento negativo en dirección X, se reparte el momento máximo en dirección Y en una banda de un metro:

$$m_y = \frac{\frac{-0.219-0.328}{2} + \frac{-0.219-0.328}{2}}{2} = -0.2735 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.40)$$

Con este nuevo valor de m_y se opera de forma análoga al caso anterior.

Descomposición de la placa en tres membranas:

$$t_1 = t_2 = 114 \text{ mm}$$

$$z = 286 \text{ mm}$$

En este caso también se ha reducido el espesor sin llegar al agotamiento de las bielas, siendo el espesor final de:

$$t_1 = t_2 = 60 \text{ mm}$$

a. COMPROBACIÓN DE ARMADO

Sabiendo que el armado dispuesto es:

- Armadura superior: $\emptyset 12/20 \times 20$
- Armadura de refuerzo en X: 0
- Armadura de refuerzo en Y: $\emptyset 20/20$

La cuantía de armado en dirección Y en todo el canto es:

$$\rho_y = \frac{\pi(0,006^2 + 0,010^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 5,3407 \cdot 10^{-3} \quad (4.41)$$

$$\rho_x = \frac{\pi(0,006^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 1,4137 \cdot 10^{-3} \quad (4.42)$$

La cuantía de armado dispuesta en la membrana superior vendrá determinada por:

$$\rho_y = \frac{\pi(0,006^2 + 0,010^2)}{0,06 \cdot 0,2} = 0,036 \quad (4.43)$$

$$\rho_x = \frac{\pi(0,006^2)}{0,06 \cdot 0,2} = 9,425 \cdot 10^{-3} \quad (4.44)$$

Las tensiones principales y el armado correspondiente a las mismas se muestran a continuación:

Se parte de un valor de $\Theta = 40^\circ$

TENSIONES PRINCIPALES

$\sigma_{x,i}$	0.40	MPa
$\sigma_{y,i}$	14.04	MPa
$\tau_{xy,i}$	0.87	MPa

Tabla 33. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.

Resultando ser la armadura necesaria igual a:

$$\rho_x = 0,0033 \quad \checkmark$$

$$\rho_y = 0,034 \quad \checkmark$$

Se verifica que la armadura dispuesta es superior a la necesaria.

b. COMPROBACIÓN DE CORTANTE

La sección analizada no requiere armadura de cortante.

d. COMPROBACIÓN DE TENSIONES

TENSIÓN EN LA ARMADURA (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = 1.44$	$\rho_x \cdot f_{yd} = 4.10$
$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = 14.77$	$\rho_y \cdot f_{yd} = 15.65$

Tabla 34. Verificación de tensiones en la armadura.

TENSIÓN EN LAS BIELAS (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\sigma_{cd} = 1.77$	$f_{1cd} = 5.49$

Tabla 35. Verificación de tensiones en las bielas.

Por último se va a comprobar la cuantía de armado en las zonas donde los esfuerzos sean elevados y no haya armadura de refuerzo.

Observando las zonas de máximos momentos positivos M11 y M22, se obtiene que todas las zonas más desfavorables tienen refuerzo de armado y sus esfuerzos siguen siendo menores a los máximos analizados; por lo que no es necesaria su comprobación.

Para el caso del flector M11 máximo negativo, todas las zonas más solicitadas tienen refuerzo de armado, por lo que no se requiere ninguna comprobación extra.

Para el caso del flector M22 máximo negativo, se realiza la comprobación en otro punto donde hay un esfuerzo flector elevado y hay refuerzo de armado. Esta comprobación se realiza para asegurar el correcto dimensionamiento de la losa, ya que en el caso analizado de máximo M22 negativo el armado rozaba el límite necesario. Se va a seguir el mismo procedimiento que todos los casos anteriores. Este punto es el que se muestra a continuación:

○ **M22 NEGATIVO ELEVADO:**

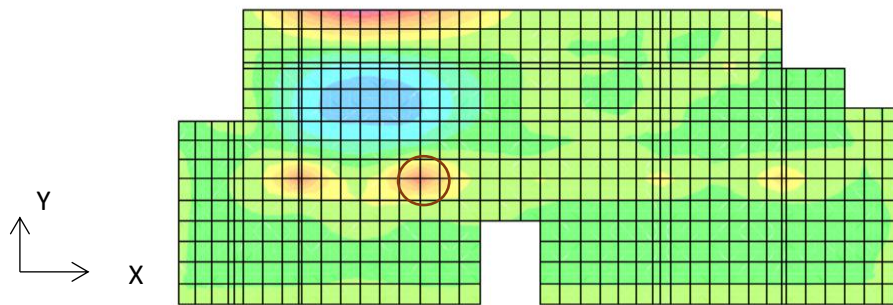


Figura 61. Diagrama de My y esfuerzos concomitantes en el punto marcado.

ESFUERZOS CONCOMITANTES AL MÁXIMO MOMENTO

n_x : -0,006 MN/m	m_y : -0,212 MN·m/m
n_y : -0,015 MN/m	m_{xy} : 0,028 MN·m/m
n_{xy} : 0,001 MN/m	v_x : 0,030 MN/m
m_x : -0,178MN·m/m	V_y : -0,034 MN/m

Tabla 36. Esfuerzos de lámina concomitantes al momento máximo.

En la *Figura 61* se muestra el diagrama de momentos de My señalando con un círculo la zona que se va a analizar.

Se reparten los momentos máximos en una banda de 2 metro:

$$m_x = \frac{\frac{-0,134-0,227}{2} + \frac{-0,114-0,227}{2}}{2} = -0,1755 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.45)$$

$$m_y = \frac{\frac{-0,149-0,250}{2} + \frac{-0,140-0,250}{2}}{2} = -0,19725 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.46)$$

Con estos nuevos valores de m_x y m_y se opera de forma análoga al caso anterior.

La descomposición de la placa tiene las siguientes características:

$$t_1 = t_2 = 60 \text{ mm}$$

$$z = 340 \text{ mm}$$

a. COMPROBACIÓN DE ARMADO

Sabiendo que el armado dispuesto es:

- Armadura superior: $\varnothing 12/20 \times 20$
- Armadura de refuerzo en X: $\varnothing 20/20$
- Armadura de refuerzo en Y: $\varnothing 16/20$

La cuantía de armado en todo el canto es:

$$\rho_y = \frac{\pi(0,006^2 + 0,008^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 3,927 \cdot 10^{-3} \quad (4.47)$$

$$\rho_x = \frac{\pi(0,006^2 + 0,010^2)}{0,4 \cdot 0,2} = 5,3407 \cdot 10^{-3} \quad (4.48)$$

La cuantía de armado dispuesta en la membrana superior vendrá determinada por:

$$\rho_y = \frac{\pi(0,006^2 + 0,008^2)}{0,06 \cdot 0,2} = 0,0262 \quad (4.49)$$

$$\rho_x = \frac{\pi(0,006^2 + 0,010^2)}{0,1 \cdot 0,2} = 0,036 \quad (4.50)$$

Los resultados obtenidos partiendo de un valor de $\Theta = 30^\circ$ son:

TENSIONES PRINCIPALES

$\sigma_{x,i} =$	8.68	MPa
$\sigma_{y,i} =$	10.27	MPa
$\tau_{xy,i} =$	1.38	MPa

Tabla 37. Tensiones principales del hormigón en la zona analizada.

Resultando ser la armadura necesaria igual a:

$$\rho_x = 0,0255 \quad \checkmark$$

$$\rho_y = 0,0254 \quad \checkmark$$

La cuantía necesaria en ambas direcciones es inferior a la dispuesta, por lo tanto se da como correcto el armado.

b. COMPROBACIÓN DE CORTANTE

La sección analizada no requiere armadura de cortante.

c. COMPROBACIÓN DE TENSIONES

TENSIÓN EN LA ARMADURA (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = 11.07$	$\rho_x \cdot f_{yd} = 15.65$
$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = 11.07$	$\rho_y \cdot f_{yd} = 11.39$

Tabla 38. Verificación de tensiones en la armadura.

TENSIÓN EN LAS BIELAS (MPa)	TENSIÓN LÍMITE (MPa)
$\sigma_{cd} = 3.19$	$f_{1cd} = 10.55$

Tabla 39. Verificación de tensiones en las bielas.

Por tanto, se considera correcto el dimensionamiento de los elementos estructurales y se descarta la posibilidad de asociar la fisuración a un error de cálculo de diseño de la cuantía de armado.

5. DIAGNÓSTICO DE LAS CAUSAS DE LA PATOLOGÍA.

En este apartado se pretende desarrollar los diferentes factores que pueden haber sido causantes de la fisuración. Descartando aquellos que generen una fisuración que no se ajuste a la morfología la estudiada, así como aprobando los que se ajusten a ella.

5.1. DESCRIPCIÓN DE LA FISURACIÓN OBSERVADA.

Se comienza con una descripción en detalle de la fisuración. Las fisuras de todos los muros se caracterizan por seguir una dirección de 45° en sus extremos, tendiendo a la verticalidad conforme se va alcanzando la zona central del muro.

La fisuración predominante en la losa de 40 cm se encuentra en la zona de conexión de ambas losas, sobre todo alrededor de la zona de pilares de mayor sección. Esta fisuración forma un ángulo oblicuo respecto a la alineación de los mismos, manifestándose cada vez más perpendicular a ésta, conforme se desplazan hacia el centro de vano.

La principal fisuración observada en la losa de gran canto procede de la continuidad de las ya formadas en su losa contigua de menor canto.

En general, la mayoría de las fisuras estudiadas atraviesan por completo el canto total de la losa o el espesor de los muros. Su apariencia se corresponde a una rotura limpia.

5.2. POSIBLES CAUSAS DE LA FISURACIÓN.

5.2.1. FISURACIÓN DEBIDA A ACCIONES DIRECTAS.

En un primer momento, cuando AICEQUIP realizó el Informe de fisuras del ICITECH (*AICEQUIP, (2013)*), consideró la posibilidad de que las fisuras observada en los muros de sótano pudieran tener su origen en la acción impuesta por las cargas verticales. Estas se producirían por el efecto de existir una importante carga perimetral lineal debido al peso propio de las fachadas de hormigón frente a la carga superficialmente repartidas del peso propio de la losa de cimentación y de planta baja de valor también considerable aunque no concentrada. Dentro del Informe realizado por *AICEQUIP, (2013)*, se incluye el estudio que a continuación se describe brevemente. El análisis que realizaron consistía en un modelo 2D/3D del conjunto formado por la losa de cimentación, el muro interior central y losa de planta baja. Su objetivo era verificar si los asientos generados eran admisibles. En el modelo se consideró posibles ascensos del nivel freático respecto al indicado en el geotécnico de hasta 2.3 metros. De este análisis deformacional se obtuvo que en el caso más desfavorable se obtendría un asiento diferencial de 5mm, que considerándose la longitud de cimentación (36 metros), se tendría un valor relativo del asiento de $L/7200$. El Informe concluye, determinando que este valor deformacional no genera esfuerzos hiperestáticos sobre la sección del muro que puedan provocar la fisuración observada.

Este estudio realizado por AICEQUIP, descarta la posibilidad de producirse asientos diferenciales. Esta misma teoría, se pretende reforzar con los razonamientos que a continuación se enumeran.

En cuanto a la morfología de la fisuración estudiada, ésta no se corresponde tal cual a la generada por asientos diferenciales. La fisuración generada por asientos diferenciales se corresponde a la provocada por someter el muro a flexión negativa, cuya principal característica es una concentración mayor de fisuras en la zona central. La fisura existente se concentra en extremos y es prácticamente nula en la zona central.

Adicionalmente, el cajón bicelular formado por la losa superior, la losa de cimentación y los muros perimetrales, tiene una gran rigidez. Los elementos caracterizados por una elevada rigidez, suelen asentar en bloque, lo que rechaza de nuevo la hipótesis de asientos diferenciales importantes.

Continuando con las posibles causas de la fisuración debidas a acciones directas sobre la estructura, también se estudia su efecto en la losa de menor canto. La morfología y disposición de las fisuras, pese a estar bastante separadas, puede indicar que se deben a problemas de flexión generados por las cargas que solicitan la losa. Se descarta esta hipótesis, tras haber verificado en el apartado anterior que el dimensionamiento bajo las acciones consideradas en proyecto es correcto. Se comprueba que la cuantía de armado es suficiente en relación al canto del elemento estructural según marca la *EHE-08 (2010)*.

Por tanto queda comprobada la validez del correcto dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales.

Se procede a evaluar el posible efecto del punzonamiento generado en el perímetro crítico en torno a los pilares. Si éste fuera el causante, se observaría que las fisuras se establecen concéntricamente alrededor de los pilares. Como la fisuración no sigue ese patrón, se descarta esta posibilidad.

Todo lo citado anteriormente descarta que el origen de la fisuración sea la acción directa de las cargas sobre la estructura. Aunque la fisuración no plantee problemas a corto plazo de estabilidad de la estructura, su análisis es importante porque puede suponer problemas de durabilidad en un futuro que perjudiquen la capacidad resistente de los elementos de hormigón.

5.2.2. FISURACIÓN DEBIDA A ACCIONES INDIRECTAS.

Descartada la fisuración generada por acciones directas, se debe hallar su origen en las acciones indirectas a las que los elementos estructurales pueden ser sometidos.

Este apartado se centra en la descripción del comportamiento del hormigón y el de las fisuras que en él se generan por efectos termohigrométricos. Los efectos termohigrométricos que se desarrollan a continuación son los analizados previamente en la simulación realizada mediante un cálculo lineal de la estructura. Se centra el estudio en éstos, puesto que inicialmente se consideraba la causa más evidente por, la tipología y distribución de las fisuras, así como por el conocimiento del proceso constructivo seguido para la construcción del ICITECH. Al obtener los resultados del modelo de cálculo descrito en el apartado anterior, se confirma que la causa de la fisuración son las generadas por estos efectos termohigrométricos.

- **CONTRACCIÓN TÉRMICA INICIAL POR PÉRDIDA DEL CALOR DE HIDRATACIÓN DEL CEMENTO.**

El origen de las fisuras provocadas por la contracción térmica inicial del hormigón se debe al cambio de volumen que sufre el material. Los cambios de volumen son inducidos por el aumento de temperatura que se alcanza en el interior de la masa de hormigón.

La hidratación del cemento provoca una liberación de calor en el proceso de endurecimiento, sobre todo en elementos de un espesor considerable. Esto provoca que la diferencia de temperatura entre la zona en contacto con el exterior y el interior de la masa de hormigón, produzca una contracción en la zona exterior que acabe por fisurarla. La fisuración aparece porque la deformación se encuentra coartada por las fibras más interiores del hormigón que al estar más caliente contraen más lentamente, provocándose un esfuerzo de tracción superior difícil de absorber por el hormigón a edades tempranas.

De la misma manera, se puede dar que la restricción del hormigón no sea interna como la provocada por las fibras más calientes del hormigón, sino que puede tratarse también de una

restricción externa provocada por otros elementos de hormigón de gran rigidez que impidan el movimiento de contracción superficial y provoquen el estado tensional de tracción.

Estas fisuras pueden llegar a atravesar toda la sección del elemento, seccionando el monolitismo del hormigón, considerándose por tanto fisuras de cierta gravedad en función del grado de abertura real y el número de las mismas.

Una vez desarrollados los principales efectos sobre el hormigón, que genera la contracción por la pérdida del calor de hidratación del cemento, se verifica que coincide con la fisuración que es objeto de estudio. Las principales características aquí descritas, que son comparables con el caso estudiado, se enumeran a continuación:

- El efecto de contracción importante se produce sobre todo en elementos de gran canto (losa de 90 cm).
- La fisuración puede ser provocada por otros elementos de gran rigidez a los que están conectados.
- Se trata de fisuras que consiguen atravesar toda la sección del elemento y se producen entre los 6 y 10 días dependiendo de su espesor (en la losa de 90 cm se produce el pico de pérdida de calor de hidratación a los 9 días).

Todo ello verifica que, la contracción térmica inicial debida a la pérdida del calor de hidratación del cemento, sí es una de las causas de la fisuración estudiada. Esto corrobora lo que el cálculo había predicho.

- **RETRACCIÓN HIDRÁULICA.**

La retracción hidráulica se produce durante el proceso de secado de la masa de hormigón, tanto por la evaporación como por la combinación química del agua con el resto de componentes para producir el endurecimiento. Se produce una pérdida de volumen en el elemento hormigonado, que se traduce en un acortamiento de la longitud en elementos longitudinales o un acortamiento de los lados en elementos másticos o superficiales.

Si este cambio volumétrico se encuentra impedido por algún otro elemento se producen tracciones superiores a las que puede resistir el hormigón, por lo que acabaría fisurando la superficie del mismo.

La retracción hidráulica es un proceso asintótico en el tiempo e isotrópico que se produce con el hormigón endurecido (al contrario que el asiento plástico) por lo que la fisura que genera es limpia. El plazo de aparición de la fisura bajo este efecto es desde los primeros 15 días tras el hormigonado, hasta incluso varios años después.

Las causas que ocasionan la fisuración por retracción hidráulica pueden ser:

- La pérdida de humedad al desecarse el hormigón y no recibir aportes adicionales de agua.
- Un exceso de finos en la masa del hormigón.
- Una cuantía mínima insuficiente de armado.

Un segundo efecto de la retracción de menor relevancia para el presente estudio, pero interesante de mencionar se desarrolla a continuación.

El efecto de la retracción en una sección no fisurada con armadura asimétrica, hace que el hormigón tienda a reducir su longitud oponiéndose la armadura a esta deformación. Esto produce esfuerzos internos que generan una cierta curvatura, generalmente pequeña. Si la sección pertenece a una estructura hiperestática, esto puede generar además solicitaciones similares a las producidas por gradiente térmico.

En una sección solicitada a flexión y fisurada, la retracción tiende a aumentar la curvatura mucho más que si no estuviera fisurada. Si esta sección pertenece a una losa que tiene áreas fisuradas y áreas no fisuradas, las primeras inducen a las segundas a curvarse más, con lo que la losa puede pasar a un estado de menor rigidez por fisuración.

En definitiva, en una losa, la retracción produce un incremento de curvatura tanto en las áreas fisuradas como no fisuradas con el consecuente incremento de su flecha.

Analizando toda la información recogida en este epígrafe, se considera que la retracción hidráulica es una causa más de la fisuración estudiada.

5.3. CONCLUSIONES.

El principal efecto que incide en la generación de la fisuración observada, es la contracción térmica inicial debida a la pérdida del calor de hidratación del cemento. Este efecto es tan relevante y genera unas tensiones tan elevadas debido al gran canto de sus elementos, en especial la losa de 90 cm de canto. En el interior del elemento se acumula una gran temperatura que después tendrá que disiparse, provocando la fisuración.

El segundo efecto que genera fisuras es la retracción hidráulica. El sumar su efecto al anterior, se produce un incremento de tensiones que favorece la fisuración a los 9 días. Siendo su efecto menos determinante a esa edad, de lo que lo es la contracción térmica. Por ello, la retracción térmica inicial como único origen atribuido a la fisuración resulta poco verosímil, ya que ha transcurrido poco tiempo desde su hormigonado.

El efecto de la retracción toma relevancia con el tiempo, siendo éste la explicación de estar ante un caso de fisuración viva al menos durante el periodo de tiempo comprendido entre 2013 y 2016.

Se establece que el efecto termohigrométrico del hormigón es el principal causante de la fisuración. Esta hipótesis se ve reforzada al comprobar la coincidencia que se obtiene al comparar las fisuras reales y las estimadas por el software de cálculo.

6. SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MEDIANTE UN ANÁLISIS NO LINEAL DE LA LOSA DE MENOR CANTO.

6.1. NO LINEALIDAD MECÁNICA.

El comportamiento del hormigón armado es aproximadamente lineal hasta que se produce su fisuración. Hasta este momento se considera un material isótropo y homogéneo. Una vez fisurado, deja de comportarse de manera lineal obteniendo un cambio de pendiente en la curva tensión-deformación, este cambio de pendiente equivale a cierta pérdida de rigidez. (*PEDOJA INGOLD, EDUARDO DELFINO, (2007)*).

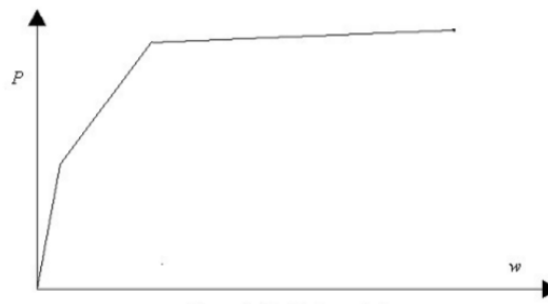


Figura 62. Diagrama típico tensión-deformación.

Los tres estados del comportamiento del hormigón armado son:

1. El hormigón no está fisurado. El hormigón aparece como un material elástico e isótropo, con pequeñas desviaciones en su comportamiento lineal que no afectan prácticamente a los resultados.
2. El hormigón empieza a fisurar, pero entre las fisuras hay zonas que contribuyen en cierto grado a aumentar la rigidez pese a haber perdido parte de la adherencia con el acero. Conforme aumenta el esfuerzo, la pérdida de rigidez es mayor y por tanto la rigidez media del elemento es menor.
3. El hormigón ha perdido totalmente su capacidad de resistir tracciones. La inercia vendrá dada solo por el acero en tracción y el hormigón en compresión. Suele ocurrir cuando el acero llega a la cedencia.

6.2. COMPORTAMIENTO ORTOTRÓPICO DEL HORMIGÓN ARMADO

Para analizar el comportamiento más complejo de losas de hormigón se establece el modelo multicapa, en el que cada capa actúa como una placa sometida a un estado plano de tensiones.

Cuando las tensiones son pequeñas, el hormigón se comporta de manera isotrópica y las tensiones principales siguen las trayectorias determinadas por la teoría de la elasticidad. Al aumentar la intensidad de las tensiones, el hormigón alcanza su límite de capacidad a tracción y transfiere los esfuerzos de tracción a las barras de armado. Las fisuras que comienzan a aparecer coinciden con la envolvente de tensiones principales de compresión. Por tanto, en la dirección de las tracciones principales, la rigidez vendrá dada por el acero y la contribución del hormigón entra fisuras; mientras que en la dirección de las compresiones se mantiene toda su capacidad.

En resumen, la rigidez según las tracciones es diferente a la de las compresiones y, puesto que las direcciones principales son ortogonales, el hormigón fisurado pasa a comportarse como un material ortotrópico. Las direcciones de ortotropía coinciden con la dirección de las tensiones principales y la rigidez dependerá de la intensidad de las tensiones. A medida que se va aumentando la carga, puede haber una redistribución de tensiones y las nuevas fisuras pueden no coincidir con las iniciales. (*PEDOJA INGOLD, EDUARDO DELFINO, (2007)*).

6.3. MODELO

Para analizar el comportamiento no lineal de la estructura, se ha centrado el análisis en la losa de 40 cm de canto. Ésta se ha modelizado mediante el software de elementos finitos *SAP2000* siguiendo un comportamiento no lineal. En las siguientes figuras se observa una vista 3D y 2D de la misma.

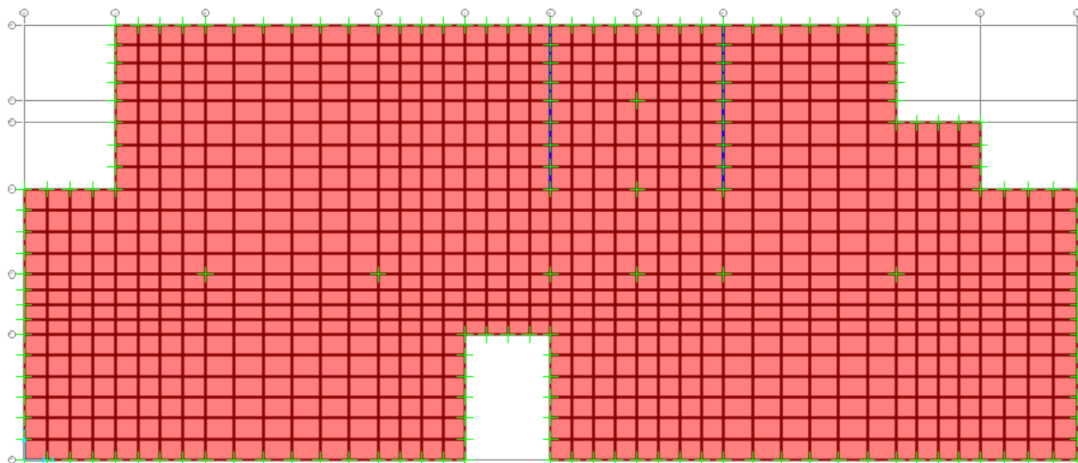


Figura 63. Vista en planta de la losa analizada.

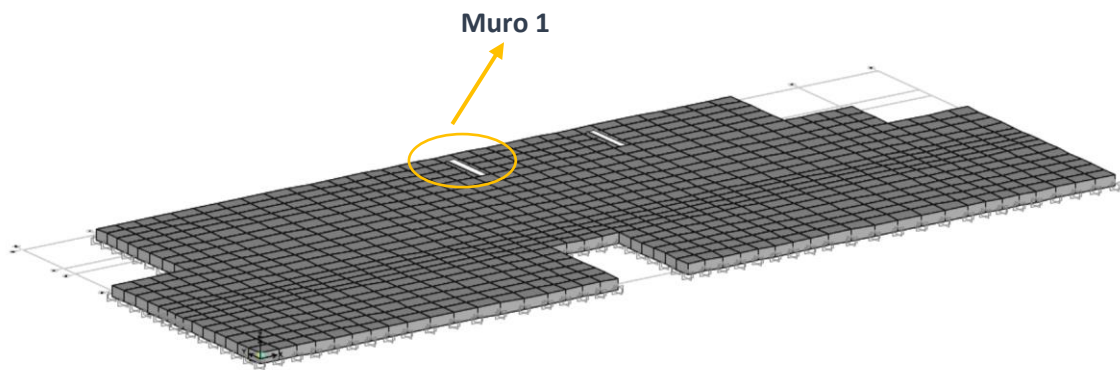


Figura 64. Vista en 3D de la losa analizada.

Las condiciones de contorno impuestas a la losa se basan en empotrar todo su contorno simulando así su comportamiento real. Puesto que su movimiento ésta coaccionado por muros de fachada en tres de sus lados y por la losa de gran canto en el otro lado. Además se han colocado apoyos fijos en todos los puntos en los que la losa apoya sobre muros y pilares del sótano. Destacar que un primer momento se realizó el cálculo con las condiciones de contorno señaladas pero, tras realizar la prueba de carga se comprobó que el “Muro 1”, mostrado en la Figura 64, permitía que la losa basculará sobre él. Por lo que se han liberado las rotaciones en ambos ejes del plano de la losa.

La placa que representa la losa analizada se ha definido en el software como un elemento tipo “Shell-Layered Nonlinear”, la cual simula un comportamiento no lineal tanto del hormigón como del acero. En este caso se deben definir los diferentes componentes de la sección, tanto armado como hormigón, indicando sus principales características. Éstas se recogen en la Figura 65, a continuación, se hace una breve descripción de los datos introducidos.

En primer lugar deben definirse tantas capas como elementos distintos haya en la sección, en este caso se definen 5 capas (una correspondiente al hormigón, otras dos a la armadura superior en ambas direcciones y otras dos para la inferior). Estas capas se caracterizan por su espesor y su distancia al centro de gravedad de la sección conjunta. Se debe incluir la dirección de las mismas (bien 0° si están en el plano de la sección analizado o 90° si están en el perpendicular) y, se elige si se desea un comportamiento lineal o no lineal de cada capa introducida.

Por un lado, para el caso del hormigón se supone una capa de espesor igual al total del canto (40 cm) con una distancia al CDG de la sección conjunta nula ya que coincide con él. El material empleado es HA-30 y la dirección 0°. El comportamiento elegido es no lineal.

Por otro lado, en cuanto al armado, se halla el espesor de la capa definiendo la cuantía por metro existente en la sección. Se tendrá en cuenta tanto el armado base como el de refuerzo.

- El armado base:

$$(\text{Ø}12/20 \times 20) A_s = \frac{\pi \cdot 0.006^2}{0.2} = 5.655 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

- El armado de refuerzo:

$$(\text{Ø}10/20 \times 20) A_s = \frac{\pi \cdot 0.005^2}{0,2} = 3.927 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$(\text{Ø}16/20 \times 20) A_s = \frac{\pi \cdot 0.008^2}{0.2} = 1.005 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

También se indica su posición respecto al centro de gravedad de la pieza. Tanto para el mallazo superior como para el inferior se halla el eje medio de la armadura longitudinal y transversal. Su valor se consigue restándole a la mitad del canto, el recubrimiento geométrico y el diámetro de un redondo:

$$x_{As} = \frac{h}{2} - c - \text{Ø} = \frac{0.4}{2} - 0.045 - 0.012 = 0.143 \text{ m} \quad (6.1)$$

La posición de la armadura será $x_{As} = \pm 0.143 \text{ m}$, positiva para el mallazo superior y negativa para el inferior. En cuanto a la dirección, el armado longitudinal se supondrá con un ángulo nulo, mientras que el transversal con uno de 90° . Se especifica un comportamiento no lineal del armado en las direcciones principales y se deja inactiva la casilla que hace referencia a las tensiones de corte.

En la siguiente figura se muestran las características introducidas en el software para definir la sección de la losa:

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Behavior S22	S12
TopBar1	0,143	0,000566	Shell	1	Rebar	0,	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Inactive
TopBar2	0,143	0,000566	Shell	1	Rebar	90,	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Inactive
ConcS	0,	0,4	Shell	5	C30/37	0,	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
BotBar1	-0,143	0,000566	Shell	1	Rebar	0,	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Inactive
BotBar2	-0,143	0,000566	Shell	1	Rebar	90,	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Inactive

Figura 65. Definición de las capas de la sección analizada.

Se acaba de definir la sección de la losa que contiene la armadura base, pero se han definido diferentes secciones dependiendo de la armadura de refuerzo dispuesta en ellas. Éstas se han agrupado en los cuatro tipos que se representan en la Figura 66.

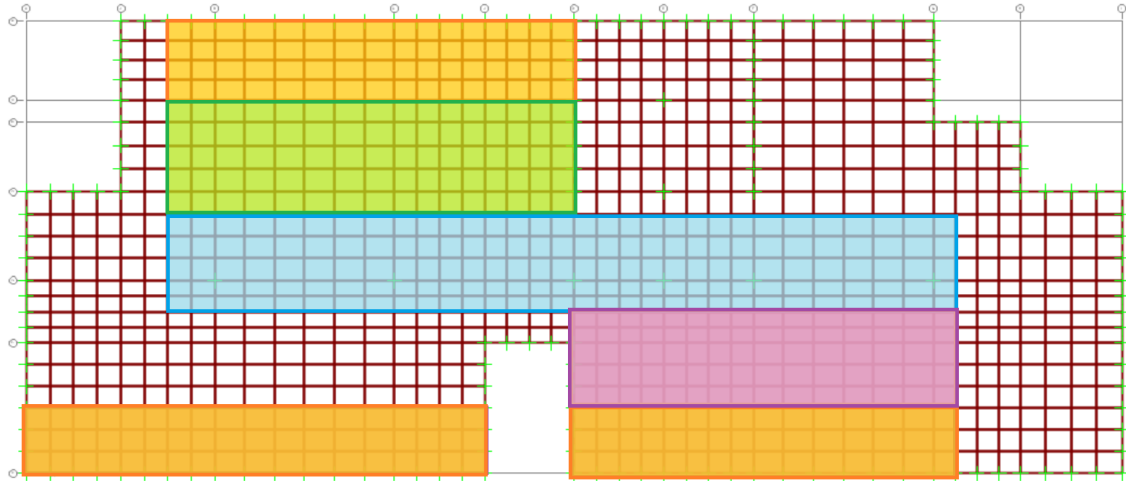


Figura 66. Agrupación de zonas según la cuantía de armado dispuesta.

Las zonas sin sombreado están armadas con la armadura base ($\varnothing 12/ 20 \times 20$) tanto en la capa superior como en la inferior, el resto de zonas se explica a continuación:

- Refuerzo 1 (Naranja): Armadura base + refuerzo en capa superior en dirección Y de $\varnothing 16/20$.
- Refuerzo 2 (Verde): Armadura base + refuerzo en capa inferior en ambas direcciones de $\varnothing 10/20$.
- Refuerzo 3 (Azul): Armadura base + refuerzo en capa superior en ambas direcciones de $\varnothing 16/20$ + refuerzo en capa inferior en dirección X de $\varnothing 10/20$.
- Refuerzo 4 (Morado): Armadura base + refuerzo en capa inferior en dirección Y de $\varnothing 10/20$.

El acero definido tiene un límite elástico de $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, siendo su resistencia a la tracción de $f_u = 550 \text{ MPa}$. Con un módulo de Elasticidad de $E = 210000 \text{ MPa}$. La gráfica tensión-deformación del acero utilizado viene dada por:

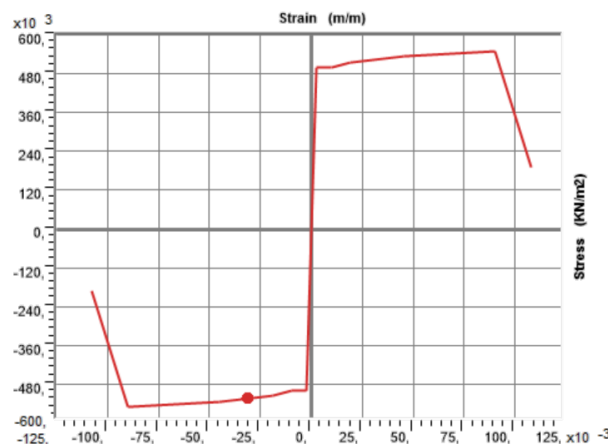


Figura 67. Curva tensión-deformación del acero.

El hormigón empleado es HA-30 con comportamiento ortotrópico. Con una resistencia característica de $f_c = 30 MPa$, un módulo de elasticidad de $E = 33000 MPa$ y considerando cierta resistencia a tracción como se observa en la *Figura 68*.

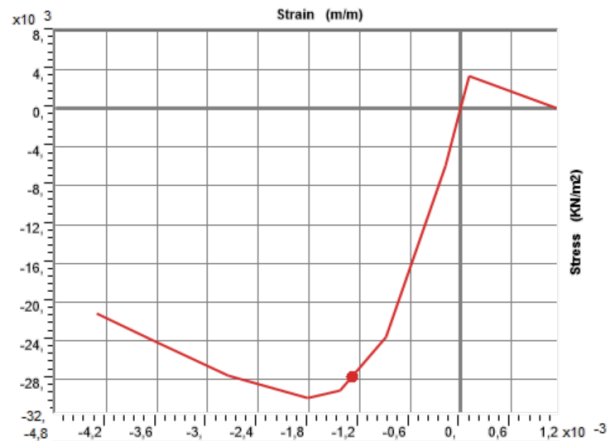


Figura 68. Curva tensión-deformación del hormigón.

Al estudiar en profundidad el procedimiento de cálculo del software utilizado, se ha descubierto que en sus cálculos desprecia la resistencia a tracción del hormigón. Pues la curva tensión-deformación en la que se basa es la siguiente:

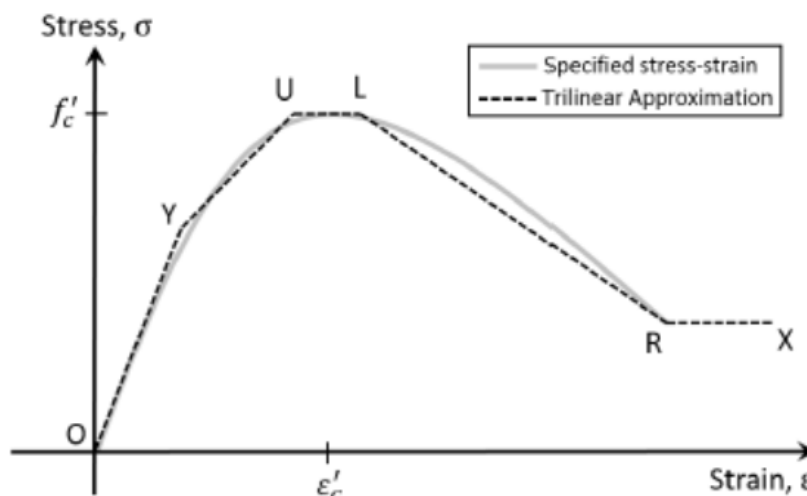


Figura 69. Aproximación trilineal a la curva tensión deformación.

En esta figura queda de manifiesto que la resistencia a tracción que considera el software es nula. Por tanto, pese a estar definido el material con resistencia a tracción, ésta no será tenida en cuenta. En todo momento se debe tener presente las implicaciones que tiene realizar los cálculos con esta limitación.

Por un lado, desde el punto de vista de analizar la sección hasta alcanzar la carga de rotura, esta limitación no afectaría al resultado obtenido. Puesto que en ese momento las tracciones alcanzadas son tan elevadas que la losa estaría completamente fisurada y no tendría que considerarse resistencia a tracción.

Pero, por otro lado, cuando se trate de analizar el comportamiento con tensiones próximas a la resistencia media del hormigón a tracción (f_{ctm}), sí que se pueden obtener resultados que difieran de los reales. Al no considerarse nada de resistencia, la rigidez de la sección disminuye y es de esperar que los desplazamientos extraídos del cálculo sean superiores a los que en realidad se darían.

En los siguientes apartados, tras modelizar la losa mediante elementos finitos en el software de cálculo, se va a analizar el comportamiento de la losa fisurada y a realizar las verificaciones de sus diferentes estados límites último y de servicio.

Las cargas consideradas son el peso propio de la losa y la sobrecarga de uso, a continuación se detallan:

- Peso propio: $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.4\text{m} = 10 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecarga de laboratorios: 5 KN/m^2
- Sobrecarga de sala de hormigonado, de ensayos, de prensas y cámara húmeda: 30 KN/m^2

Las combinaciones de acciones empleadas para la verificación de los diferentes Estados Límites de Servicio son la combinación característica para comprobaciones de flecha y la cuasi-permanente para fisuración y flechas totales a plazo infinito. Según la normativa aplicada ambas se definen como:

- Combinación característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = \sum_{j \geq 1} 1 \cdot PP + 1 \cdot SC \quad (6.2)$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} PP + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot SC \quad (6.3)$$

La combinación de acciones para la verificación del Estado Límite Último, corresponde con la situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + = \sum 1.35 \cdot PP + \sum 1.5 \cdot SC \quad (6.4)$$

6.4. PRUEBA DE CARGA.

La Universidad Politécnica de Valencia, junto con el departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la ETSICCP, tomó la decisión de realizar una prueba de carga sobre la losa de 40 cm de canto para verificar su resistencia y analizar su estado. Esta iniciativa es llevada a cabo debido a la preocupación que suponía la marcada fisuración aparecida en el laboratorio. Puesto que la estructura en su día a día va a ser sometida a grandes sobrecargas de maquinaria, acopio de material,...

La prueba de carga se localiza en un cuadrante de dimensiones aproximadas de $6 \times 9 \text{ m}^2$ incluido en la sala de hormigonado. Esta losa está sustentada en un extremo por el muro longitudinal que separa ambas losas y en su otro extremo por el muro perimetral de fachada, contando con una fila de pilares en su zona central, además cuenta con varios muros transversales. La zona concreta donde se sitúa la prueba de carga se marca en la *Figura 70*.

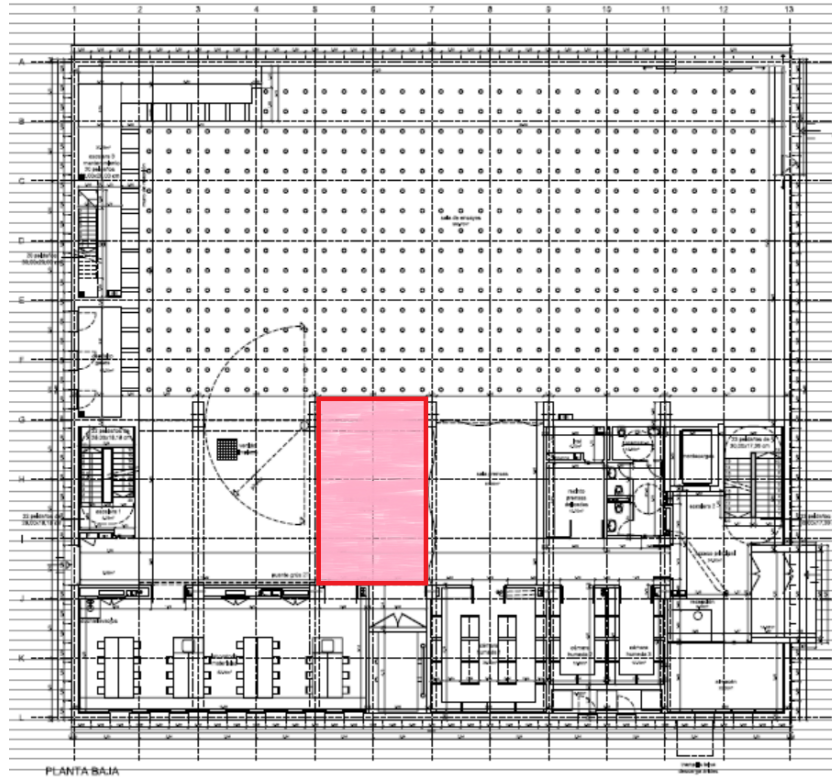


Figura 70. Localización de la prueba de carga en Planta Baja del ICITECH.

En primer lugar, se va a detallar el procedimiento de la prueba de carga mediante una descripción detallada paso a paso de todo el proceso.

En segundo lugar, se hará una comparativa de los resultados experimentales obtenidos de la prueba de carga, con los obtenidos mediante la modelización del proceso en el software de cálculo empleado.

Finalmente, se detallarán las principales conclusiones obtenidas tras el proceso de la prueba de carga.

6.4.1. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA DE CARGA.

6.4.1.1. INYECCIÓN DE FISURAS.

El paso previo a realizar la prueba de carga consistía en la inyección de las fisuras con mayores aberturas. Se pretendía sellar las fisuras con el fin de conseguir una losa con mayor capacidad resistente y redistribución de esfuerzos, como si se partiera de un estado inicial no fisurado.

La inyección de las fisuras se realizó el día 30/06/2016, con varios días de antelación a la prueba de carga, ya que se debía asegurar que la resina se hubiera secado y la fisura se encontrara perfectamente sellada.

El proceso de inyección consiste en colocar unos tubos de inyección en las fisuras que vayan de cara superior a inferior de la losa, y a través de ellos se procede a inyectar la resina. Las fisuras deben sellarse en la superficie de la losa para evitar que la resina inyectada por un lado salga por un hueco de la misma más adelante. En las siguientes figuras se muestra el sellado en superficie de las fisuras y la colocación de los tubos de inyección, además se muestra el tipo de resina empleada:



Figuras 71 y 72. Sellado de la superficie y resina empleada.

La resina Sikadur-52 es un producto líquido de baja viscosidad para inyecciones a base de resinas epoxi de altas resistencias, de dos componentes libres de disolventes.

Los tubos empleados para la inyección tienen la especial característica de poseer un dispositivo que permite la entrada de la resina pero no la salida, por lo tanto, se permite inyectar desde el techo del sótano sin preocupación de estar inyectando contra la acción de la gravedad. Además para asegurar la completa inyección, este procedimiento se realiza tanto desde la cara superior como desde la cara inferior de la losa.

6.4.1.2. CARGA.

La prueba de carga se llevó a cabo con palés de arena viva y repasada. Antes de su comienzo, éstos se llevaron al laboratorio ICITECH y se dejaron almacenados en una zona contigua al mismo. De este modo ya se disponía de todo el material y se podía realizar la carga sin ninguna interrupción.

La carga que se dispuso fue un 85% de la carga última en rotura. Esta viene dada por la siguiente expresión y supone una carga aproximada de 4 toneladas/m².

$$q_{pc} = 0.85 \cdot [\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}] - G_{k,j} = 0.85 \cdot [\sum 1.35 \cdot PP + 1 \cdot SC] - PP \quad (6.5)$$

Considerando:

$$PP = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,4 \text{ m} = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$SC = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pc} = 0,85 \cdot (1,35 \cdot 10 + 1,5 \cdot 30) - 10 = 39,725 \text{ KN/m}^2$$

Esta sobrecarga se ha distribuido en cuatro capas de palés cargados y colocados de la siguiente forma:

- **1ª CAPA:** 57 palés (una retícula principal de 6x7 palés + una columna de 6 palés + dos filas con 5 y 4 palés respectivamente).
- **2ª CAPA:** 45 palés (una retícula principal de 6x6 palés + dos filas de 5 y 4 palés respectivamente).
- **3ª CAPA:** 45 palés (una retícula principal de 6x6 palés + dos filas de 5 y 4 palés respectivamente).
- **4ª CAPA:** 40 palés (una retícula principal de 6x6 palés + una fila de 4).

Tanto los palés de arena viva como los de arena repasada disponen de 48 sacos de 22.5 kg cada uno. El palé vacío pesa 15 kg y la carga dispuesta encima 1080 kg, por lo que el conjunto suma un total de 1095 kg/palé. Si además se tiene en cuenta el área que estas cuatro capas abarcan, se puede hallar fácilmente la sobrecarga que supone cada capa:

- 1ª CAPA: 57 palés

$$\frac{57 \cdot 1095 \text{ kg}}{57,177 \text{ m}^2} = \frac{62415 \text{ kg}}{57,177 \text{ m}^2} = 10,91 \text{ KN/m}^2$$

- 2ª CAPA: 45 palés

$$\frac{45 \cdot 1095 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = \frac{49275 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = 10 \text{ KN/m}^2$$

- 3ª CAPA: 45 palés

$$\frac{45 \cdot 1095 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = \frac{49275 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = 10 \text{ KN/m}^2$$

- 4ª CAPA: 40 palés

$$\frac{40 \cdot 1095 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = \frac{43800 \text{ kg}}{49,227 \text{ m}^2} = 8,9 \text{ KN/m}^2$$

La última capa de palés está menos cargada que las anteriores. Pese a no estar en contacto unos con otros, la carga colocada puede considerarse distribuida puesto que los palés contiguos distan menos de 1 metro.

El transporte de los palés desde el exterior del edificio al interior se ha realizado mediante carretillas elevadoras “toros”. Mientras que, para la colocación de la segunda capa y en adelante ha sido necesaria la ayuda del puente grúa para alzar los palés. Éstos pueden verse en *Figuras 73 y 74*:



Figuras 73 y 74. Medios para transportar los palés.

La prueba de carga dio comienzo el 05/07/2016 a las 8:00 horas. A esta hora se inició la primera capa y se concluyó a las 12:25 horas. La segunda de ellas comenzó a las 13:18 horas, acabando a las 18:06 horas. Al día siguiente 06/07/2016, a las 8:20 horas dio comienzo la carga de la tercera capa finalizando a las 13:00 horas. Seguidamente, a las 13:30 horas se empezó a cargar la cuarta y última capa que duró hasta las 18:00 horas.

6.4.1.3. DESCARGA.

Tras dejar reposar la carga durante toda la noche, a las 12:00 horas del día siguiente (07/07/2016) se empieza a descargar la losa. Se comienza descargando la cuarta capa con ayuda del puente grúa, así como la tercera y la segunda. A las 18:30 horas tras descargar la mitad de la segunda capa se concluye la jornada. Al día siguiente (08/07/2016), se descargan los palés restantes finalizando la descarga a las 12:00 horas.

6.4.2. EQUIPOS DISPUESTOS.

En este apartado se van a describir los equipos dispuestos para monitorizar el comportamiento de la losa durante el tiempo que dura la prueba de carga. Los factores registrados a lo largo del proceso son: desplazamiento vertical, abertura de fisura, humedad y temperatura tanto de la planta baja como del sótano.

La Universidad ha aportado seis captadores verticales digitales (C1 a C6) dispuestos como se indica en el plano de situación que aquí se muestra:

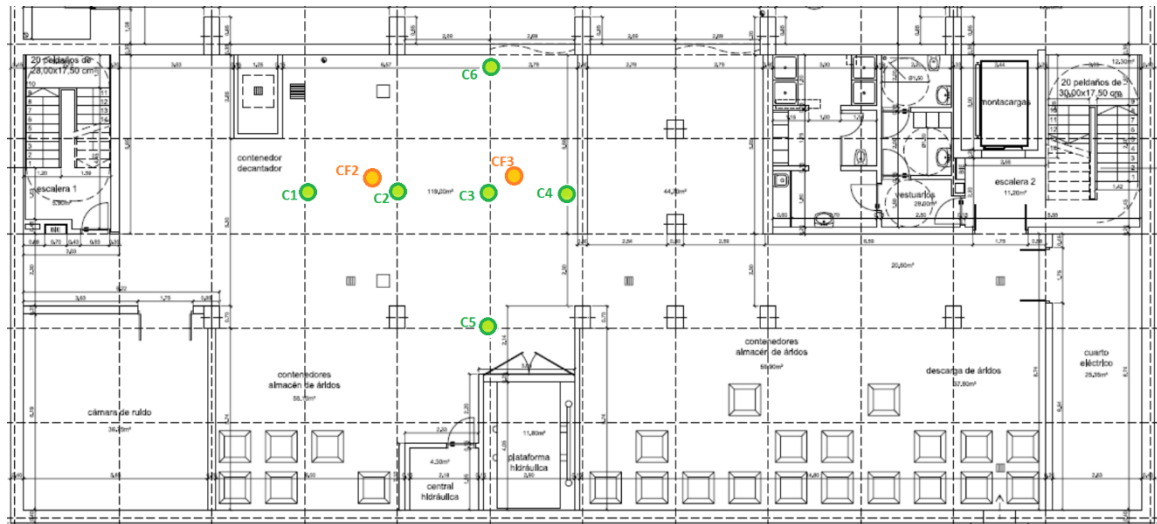


Figura 75. Disposición de captadores (verde) y extensómetros (naranja).

En la Figura 75 se observa también la localización de dos extensómetros digitales (CF2 y CF3) cedidos por la Universidad. Estos extensómetros se han dispuesto sobre las fisuras más marcadas, aunque éstas hayan sido selladas previamente. Es posible que la antigua fisura no se vaya a abrir al estar perfectamente sellada, aunque sí que es posible que la zona de contacto resina-hormigón fissure.

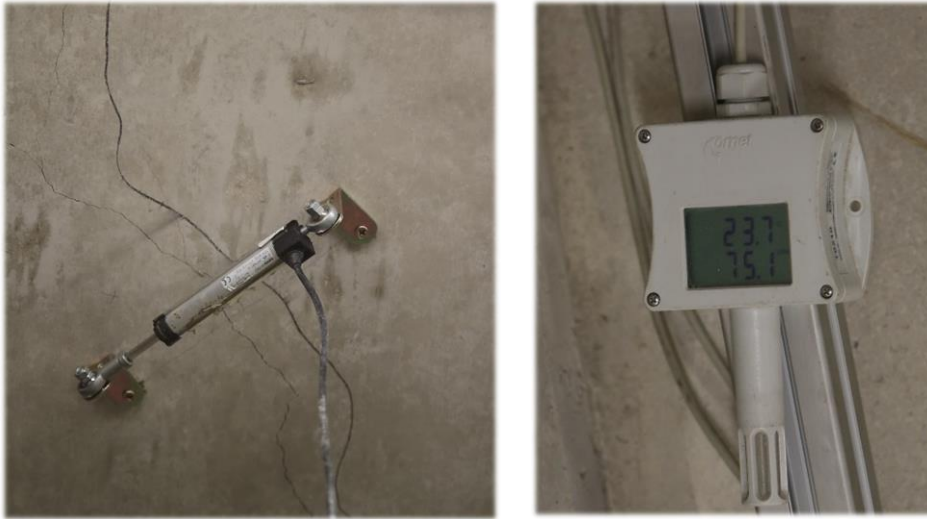
Se ha dispuesto un medidor de temperatura y humedad tanto en el sótano como en la planta baja.

Los captadores verticales se han montado sobre un trípode perfectamente nivelado y están sujetos en su parte superior al techo.



Figuras 76, 77 y 78. Montaje del captador digital de desplazamiento.

En las siguientes figuras se muestra uno de los extensómetros digitales y el medidor de humedad y temperatura:



Figuras 79 y 80. Extensómetro y medidor de humedad y temperatura.

Todos los equipos instalados están monitorizados y registran todos los valores de los parámetros tomados cada 10 segundos. Estos valores se almacenan formando una base de datos de forma automática. La monitorización del proceso comenzó el 05/07/2016 a las 13:31horas y finalizó el 11/07/2016 a las 8:53horas. Se observa que hubo un pequeño error al comienzo de la prueba de carga y las primeras horas (de 8:00 a 13:31 horas) no fueron monitorizadas, este transcurso de tiempo corresponde a la carga de la primera capa de carga.

Por su parte, la empresa encargada de realizar la prueba de carga también ha aportado su propio material de trabajo. Se han colocado seis captadores verticales analógicos, situados al lado de cada uno de los digitales. Se ha escogido esta disposición ya que son las zonas más desfavorables por ser las más solicitadas frente a cargas horizontales. Estos captadores son relojes comparadores analógicos, por lo que se debe tomar a mano sus valores tras cada escalón de carga. Estos relojes tienen un campo de medida de 30 mm con una precisión de 0,01 mm (centesimal). En las Figuras 81 y 82. *Reloj comparador analógico vertical (rango de 30 mm) y reloj comparador analógico*



horizontal (rango de 5mm). se muestra un ejemplo de ellos.

Figuras 81 y 82. Reloj comparador analógico vertical (rango de 30 mm) y reloj comparador analógico horizontal (rango de 5mm).

Para el caso de la abertura de fisura se utilizan estos mismos equipos, relojes comparadores analógicos de fisuras pero con un rango de 5 mm y una precisión de 0,001 mm (milésimas). Puede observarse en la *Figuras 81*.

Los relojes verticales se dejan caer con una plomada del techo y están apoyados en un trípode perfectamente nivelado. En las siguientes figuras se puede observar el montaje del mismo:



Figuras 83 y 84. Captador analógico y montaje de ambos captadores (analógico y digital)

En la *Figuras 83 y 84* pueden observarse ambos captadores verticales, uno al lado del otro. El captador de la Universidad es el colocado sobre el trípode gris, siendo el trípode negro el apoyo del captador analógico proporcionado por la empresa.

Los captadores horizontales analógicos, o extensómetros, también se colocan sujetos al techo al igual que los digitales. En la siguiente figura pueden observarse ambos:



Figura 85. Extensómetro digital y captador analógico.

Por último comentar, que se ha instalado una cámara fotográfica en la Planta Baja que va realizando fotografías durante todo el proceso de carga. Éstas permiten observar cómo se va cargando las distintas capas de palés sobre la losa.

6.4.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES.

En primer lugar, se adjuntan los resultados experimentales obtenidos del proceso mediante su representación gráfica. Los parámetros analizados a lo largo del proceso son la temperatura, humedad y flecha. Todos los datos recogidos en el presente documento pertenecen a los parámetros hallados por la instrumentación cedida por la Universidad (captadores digitales).

Al analizar los datos se observa que presentan mucho ruido. Esto puede deberse al peso del toro circulando hasta colocar la carga, ya que induce cargas dinámicas que provocan una continua “oscilación” en los datos tomados.

A continuación se muestran las gráficas obtenidas más representativas del proceso:

6.4.3.1. EVOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO VERTICAL (FLECHA).

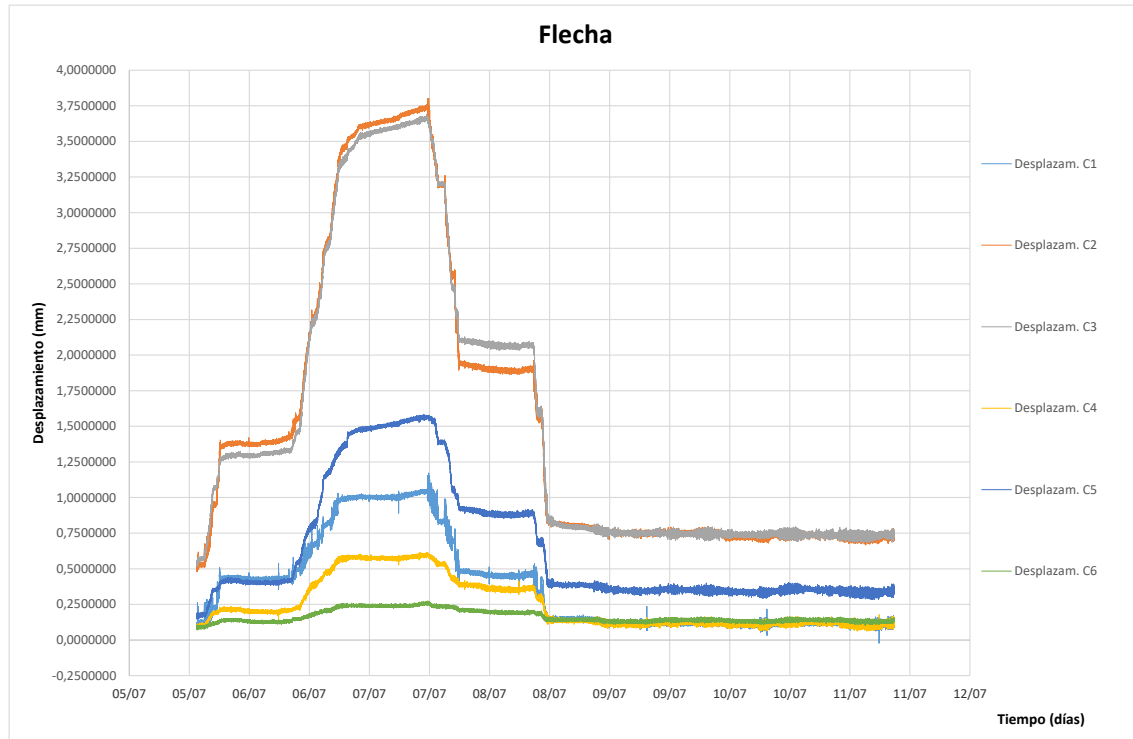


Figura 86. Flecha (mm) frente al tiempo de cada uno de los captadores.

Este gráfico muestra la flecha registrada en los captadores (C1 a C6) a lo largo del tiempo. Los datos de la flecha están expresados en mm y el tiempo está representado en días. En el eje de abscisas, que es el que muestra el espacio temporal, se detalla dos veces la misma fecha. La primera vez que aparece cada fecha hace referencia a las 00:00 horas y la segunda a las 12:00 horas.

Por la distribución de los captadores, cabe esperar que captadores que registran una mayor flecha son los dispuestos en el centro de la zona cargada (C2 y C3) que coincide con el centro-luz de la losa. Mientras que el captador C6 apenas marca desplazamiento al estar situado junto al muro que coacciona su movimiento. Lo mismo debería pensarse del captador C4, pero en este caso sí que se observa cierto movimiento en él. Este fenómeno se analizará en el apartado siguiente y se hallará cual ha sido el motivo del desplazamiento apreciado.

Como bien muestra la gráfica, la carga se realizó durante los días 05/07/2016 y 06/07/2017, en los que se observa cómo va aumentando la flecha tras cada uno de los escalones de carga. La primera capa de carga, como ya se ha comentado anteriormente, no fue monitorizada. Por lo que la primera pendiente que se observa en la gráfica corresponde al segundo escalón de carga. A continuación se observa una línea horizontal de estabilización de flecha correspondiente con la noche del día 05/07. Tras esta recta horizontal se vuelve a observar una pendiente pronunciada correspondiente a la carga de los dos siguientes escalones. Al finalizar estos escalones, se aprecia la flecha máxima instantánea tras haber finalizado el proceso de carga de la losa. Pero, puede comprobarse que la flecha continúa aumentando, de forma más lenta, al cesar el aumento de

carga. Esto se debe al efecto de la fluencia del hormigón, que consiste en un alargamiento continuado sin variación de la tensión aplicada que perdura hasta el momento en el que comienza la descarga. Las siguientes ramas de la gráfica se corresponden con los dos escalones de descarga de la losa, con una estabilización a mitad correspondiente a la parada durante la noche.

Finalmente se observa un valor de flecha más o menos estable, correspondiente a la flecha remanente. Apenas alcanza un valor de 0.7 mm en la disposición del captador más desfavorable.

El gráfico muestra algunos cambios repentinos de pendiente, el efecto de estos es despreciable puesto que pueden ser parones para comer/almorzar al igual que el ruido introducido por el efecto dinámico que provoca la maquinaria pesada que se utiliza para movilizar los palés.

6.4.3.2. REPRESENTACIÓN DE LA TEMPERATURA Y HUMEDAD.

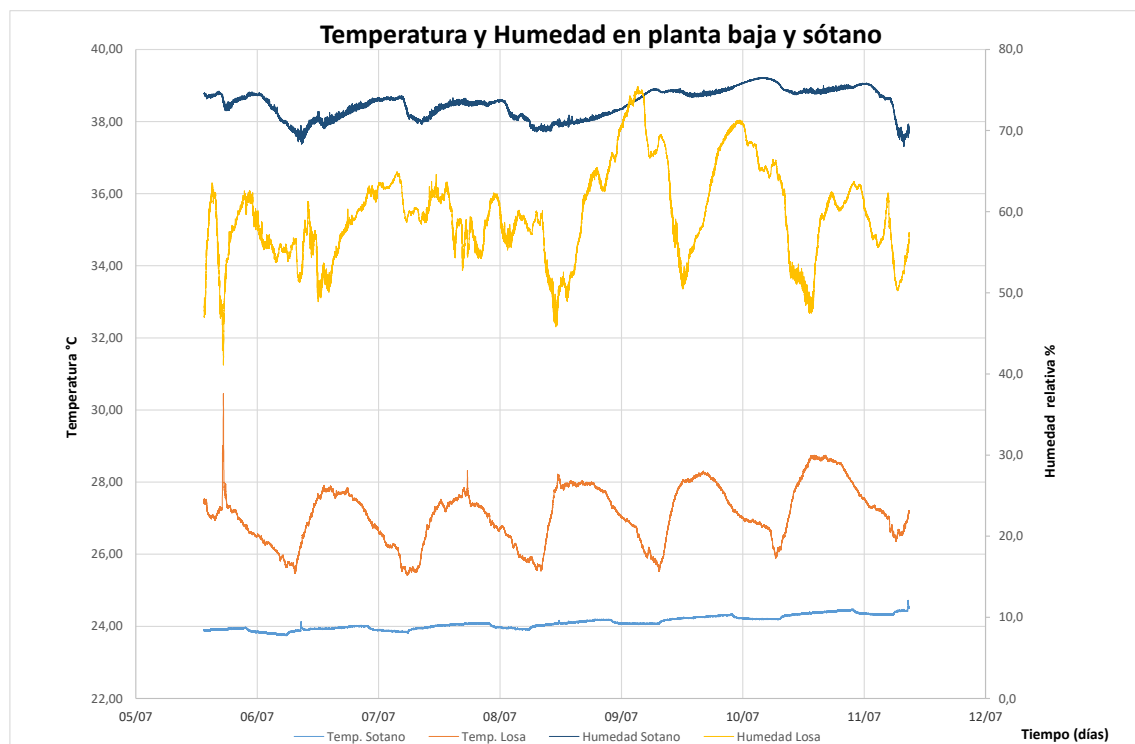


Figura 87. Comparativa de la temperatura y humedad frente al tiempo en ambas plantas.

En la gráfica anterior se representa la temperatura en la parte inferior y la humedad en la superior, tanto de la planta baja como del sótano. En el sótano la temperatura permanece prácticamente constante en torno a los 24°C, lo mismo ocurre con la humedad cuya media puede aproximarse a un 73% de humedad.

En la planta baja estos factores varían más debido a la influencia de la climatología ambiental exterior. Puesto que se realiza en verano, la temperatura alcanza sus picos a medio día con un valor de 28°C, mientras que por las noches baja hasta los 25°C. Lo mismo ocurre con la humedad, que va oscilando a lo largo del día alcanzando valores máximos de hasta 75% y mínimos de un 45% de humedad.

6.4.3.3. EVOLUCIÓN DE LA ABERTURA DE FISURA.

Los datos obtenidos de la evolución de las fisuras contienen mucho ruido y no se consideran representativos del proceso. Esto puede deberse a la gran sensibilidad de los aparatos de medida, cuyos resultados se han visto afectados por cualquier movimiento en la superficie. Simplemente destacar que la abertura de fisura registrada tras la culminación del proceso fue de 0.0596 mm en el captador CF3 y 0.0215 mm en el captador CF2. Valores muy bajos y de escasa importancia.

6.4.4. ANÁLISIS DE LOS DATOS EXPERIMENTALES.

A modo resumen se desarrollan las principales conclusiones alcanzadas tras analizar los resultados obtenidos durante la prueba de carga:

○ LIMITACIÓN DE FLECHA.

De los datos hallados con los captadores se observa que los más solicitados son el C2 y el C3, ya que se encuentran en el centro-luz de la losa bajo la zona cargada. También se encuentra en el centro-luz de la losa el captador C1, pero este punto está más alejado de la zona cargada, por lo que sus desplazamientos no son tan importantes. De los captadores C4 y C6 se espera poco movimiento al estar junto a muros que coartan su desplazamiento. Pese a ello, en el caso del captador C4 sí que se ha apreciado movimiento, no siendo nunca tan elevado como el registrado en los captadores C1, C2 o C3. Del captador C5, destacar que se sitúa en el centro-luz de la losa en dirección X, pero al ser la luz salvada (5 m), menor a la salvada en dirección Y (8.9 m), los desplazamientos observados no superan a los observados en centro-luz de la dirección Y.

A continuación se representan los valores máximos de flechas obtenidos durante todo el proceso para cada uno de los captadores:

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO VERTICAL (mm)

Captador C1	1.172
Captador C2	3.802
Captador C3	3.688
Captador C4	0.615
Captador C5	1.583
Captador C6	0.273

Tabla 40. Máximo desplazamiento vertical en los captadores (mm).

Estos valores se dan tras la carga del último escalón e incluyen el efecto de fluencia, que hace aumentar con el tiempo aún más la flecha a pesar de no haber incremento de carga aplicada.

A continuación se van a comparar las flechas máximas registradas con el valor que la norma establecería como flecha máxima para la situación de confort. En este caso se va a trabajar con la flecha activa, incluyendo únicamente las acciones de la combinación característica que

intervienen en este procedimiento, es decir, la carga de las diferentes capas. No se tendrán en cuenta previas deformaciones.

Según las especificaciones del *CTE_DB-SE, (2010)*, el límite de flecha activa puede expresarse como:

$$f \leq L/350 \quad (6.6)$$

Teniendo en cuenta que la luz entre apoyos de la losa es de 8.90 metros, la flecha máxima admisible sería:

$$f \leq \frac{L}{350} = \frac{8.90}{350} = 0.0254 \text{ m} = 25.4 \text{ mm}$$

Se comprueba que la limitación de flecha es mucho mayor que el valor obtenido con los captadores, por lo que se verifica su cumplimiento:

$$f = 3.688 \text{ mm} \leq \frac{L}{350} = 25.4 \text{ mm}$$

○ **CONEXIÓN MURO-LOSA.**

Tras analizar los resultados de los desplazamientos de la prueba de carga, se ha comprobado que el captador C4, que se encuentra pegado al “Muro 1”, ha tenido unos desplazamientos superiores a los esperados. Este movimiento resulta extraño ya que al encontrarse al lado del muro los desplazamientos deberían ser coaccionados por éste. Esto demuestra que la conexión muro-losa no se ha ejecutado correctamente.

Se advierte que estos desplazamientos pueden deberse a tres causas diferentes:

- Debido a un asentamiento conjunto de losa y muro con un valor de flecha constante a lo largo de toda la losa sobre el muro.
- Al producirse una rotura frágil de la losa por estar fallando a cortante.
- Debido al llamado efecto menisco. Este efecto responde al movimiento de rotación de la losa sobre el muro al no ser adecuada la conexión entre ambos elementos. En lugar de ser una unión monolítica considerando sus elementos empotrados, la losa podría bascular sobre el muro.

Finalmente, se decidió colocar un nuevo captador analógico al otro lado del muro para observar el comportamiento de la losa en esa zona. Éste registró valores de flecha negativos de igual valor absoluto que los registrados por el captador C4. Por tanto, esto demuestra la tercera de las hipótesis, la losa bascula sobre el muro, quedando descartadas las dos primeras. La causa de este comportamiento se asocia a una mala ejecución de la conexión muro-losa.

- **COMPORTAMIENTO DE LAS FISURAS.**

La prueba de carga supone una carga muy importante (85% de la carga última), por lo que la flexión de la losa en ambas direcciones alcanza grandes valores.

Previamente al proceso de carga se esperaba que la flexión en X, provocara que las fisuras sobre la que se estaba midiendo abertura se volvieran a abrir o prolongasen. El comportamiento ha sido tal cual el esperado, las fisuras pese a estar selladas han vuelto a registrar movimientos.

En este proceso, la flexión en Y es la que tiene mayor importancia al soportar una luz mayor en ese sentido. Por lo que la carga aplicada ha generado nuevas fisuras en dirección perpendicular a las anteriores. Estas fisuras aparecen por primera vez, ya que no se tenía constancia de ella en los levantamientos previos. No son fisuras preocupantes ya que su abertura no alcanza los 0.1 mm.

La localización de las nuevas fisuras, coincide con la zona donde se sitúa el captador C2 y C3 (centro-luz), esto verifica a su vez que la disposición elegida previamente para colocar los captadores es la correcta ya que se ha observado que es la la zona más solicitada.

Las máximas fisuras registradas son de valores:

MÁXIMO ABERTURA DE FISURA (mm)	
Captador CF2	0.028
Captador CF3	0.067

Tabla 41. Máxima abertura de fisura (mm).

Estás quedan del lado de la seguridad al ser comparadas con la abertura máxima permitida por la normativa *EHE-08, (2010)* en la Tabla 5.1.1.2:

$$w_k \leq 0.2mm$$

- **SOLICITACIÓN DE LA LOSA.**

Tras realizar la descarga se volvió a realizar una inspección visual del estado de la losa y se observaron nuevas fisuras por acción de la flexión de eje Y, es decir, fisuras perpendiculares a las ya existentes. Por otro lado se observó que las fisuras ya existentes habían avanzado algo más su recorrido. Aunque ambas no mostraban ningún riesgo alarmante, todo ello era efecto de la gran cantidad de carga que había soportado en las horas previas.

Por tanto, se puede concluir que el comportamiento que ha presentado la losa (pese a estar fisurada) es completamente correcto. Verificando que estructuralmente no está dañada y su capacidad resistente no ha sido modificada. Esto confirma que puede seguir trabajándose sobre ella sin ningún problema y sin necesidad de limitar las cargas aplicadas.

Adicionalmente, otro factor que verifica el correcto comportamiento de la losa es el insignificante valor registrado de la flecha remanente tras la descarga de la losa (0.7 mm).

6.4.5. MODELIZACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.

Para comprobar la similitud existente entre el comportamiento real de una estructura y una simulación de su comportamiento mediante un software de cálculo, se ha decidido modelizar el proceso de la prueba de carga mediante el software de elementos finitos *SAP2000*.

Se pretende analizar su comportamiento lineal y no lineal tras la aplicación de los sucesivos escalones de carga. De tal modo que puedan compararse los resultados de los modelos con los datos captados por los captadores durante el proceso.

En primer lugar se va a realizar una simulación del comportamiento no lineal de la losa a través de su modelización mediante elementos finitos. Se va a emplear el mismo modelo previamente descrito en el apartado anterior 6.1. Este consiste en la modelización de la losa de 40 cm aislada del resto de estructura y definiendo su propia sección por capas, detallando las principales características del hormigón y del armado bajo un comportamiento no lineal de los mismos.

En segunda lugar, se pretende simular el comportamiento lineal del proceso de la prueba de carga. Para ello, se va a definir un modelo más sencillo que el anterior. En él se aísla la losa de 40 cm de canto y su sección se define como un elemento lineal tipo "Shell". Las únicas características definidas para la sección son, un canto de 40 cm de hormigón HA-30 (sin detallar en capas sus diferentes componentes).

A ambos modelos se le aplican las mismas condiciones de contorno, coaccionando todos los movimientos y giros tanto de su perímetro como de los nudos sobre los que apoya en muros y pilares de la planta sótano. Como ya se ha comentado, al verificar tras la prueba de carga que el "Muro 1" permitía que la losa basculara sobre él, se han dejado libres los giros tanto en el plano horizontal.

En cuanto a las acciones consideradas, en ambos modelos se ha considerado el peso propio de la losa y los mismos escalones de carga:

- 1ª Capa: 10,91 KN/m²
- 2ª Capa: 10 KN/m²
- 3ª Capa: 10 KN/m²
- 4ª Capa: 8,9 KN/m²

En el caso lineal, se ha supuesto una combinación de acciones lineal que engloba los cuatro escalones y se ha aplicado directamente sobre la estructura junto con su peso propio.

En el caso no lineal, sin embargo, se ha definido un estado de carga no lineal por fases. Este estado parte de una primera fase en la que se considera la acción del peso propio y a él se han

ido añadiendo por fases los diferentes escalones de carga conforme se colocaban las diferentes capas de carga en la realidad.

6.4.6. COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS DEL MODELO Y LOS DATOS EXPERIMENTALES.

Tras implementar ambos modelos con las cargas correspondientes al proceso de prueba de carga se extraen los resultados de los desplazamientos en los puntos donde se colocaron los captadores. Todos los desplazamientos registrados en la siguiente figura hacen referencia a la flecha activa tras la colocación de la carga correspondiente a la prueba de carga. En ella se comparan los valores del desplazamiento vertical de ambos modelos (lineal y no lineal) con los registrados por los captadores en el momento en el que finaliza la carga del cuarto escalón:

	Desplazamiento vertical (mm)					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Comportamiento lineal	-0,515	-1,535	-1,724	-0,421	-0,570	-0,149
Datos experimentales	-0,988	-3,403	-3,335	-0,567	-1,336	-0,240
Comportamiento no lineal	-1,207	-3,665	-3,911	-0,938	-1,377	-0,371

Figura 88. Comparativa del desplazamiento vertical (mm) en captadores tras la prueba de carga.

Los datos extraídos de los captadores no corresponden a los máximos desplazamientos verticales alcanzados, sino que son los alcanzados tras finalizar el último escalón de carga. Los valores máximos alcanzados se producen tras pasar un tiempo después de finalizar cada escalón de carga por efecto de la fluencia. Como este efecto no se representa en los modelos de elementos finitos, se suprime su efecto para poder hacer una comparativa coherente.

Al analizar los desplazamientos de la tabla, se comprueba que los datos registrados experimentalmente son un valor intermedio entre los valores obtenidos con los dos modelos de elementos finitos.

Comparando los valores obtenidos de ambos modelos, se registran mayores desplazamientos en el análisis del comportamiento no lineal que en el lineal. Esta variación se debe a que en el caso del cálculo no lineal se está asumiendo que el hormigón está fisurado y por tanto su resistencia es menor y la deformada aumenta más rápidamente con la aplicación de carga.

Se observa que los valores experimentales se aproximan más al comportamiento no lineal que al lineal. Este resultado es coherente y verifica que el modelo no lineal pretende simular un comportamiento más próximo al que se daría en la realidad. Este modelo considera la inercia fisurada de la sección, mientras que el lineal no tiene en cuenta la posible fisuración de la sección.

Destacar que una vez comienza a cargarse la losa, existe una redistribución de tensiones que es difícil de plasmar en el modelo. El comportamiento interno tan complejo del hormigón y su redistribución de esfuerzos antes de alcanzar el límite de capacidad a tracción, son uno de los factores por los cuales el modelo no se ajusta exactamente al comportamiento observado en la realidad. Aunque el hecho que más influye en la variación asociada a la flecha estimada se debe

a las propias limitaciones del programa. Éste está considerando una resistencia a las tensiones de tracción nula, hecho que hace aumentar el desplazamiento al perder rigidez la sección.

A continuación se adjunta algunas gráficas que se han creído de gran interés para entender el proceso.

Por un lado, se adjunta la gráfica obtenida del modelo no lineal, en la que se representa el valor del desplazamiento vertical en el captador (C3) frente a los diferentes escalones de carga que se producen:

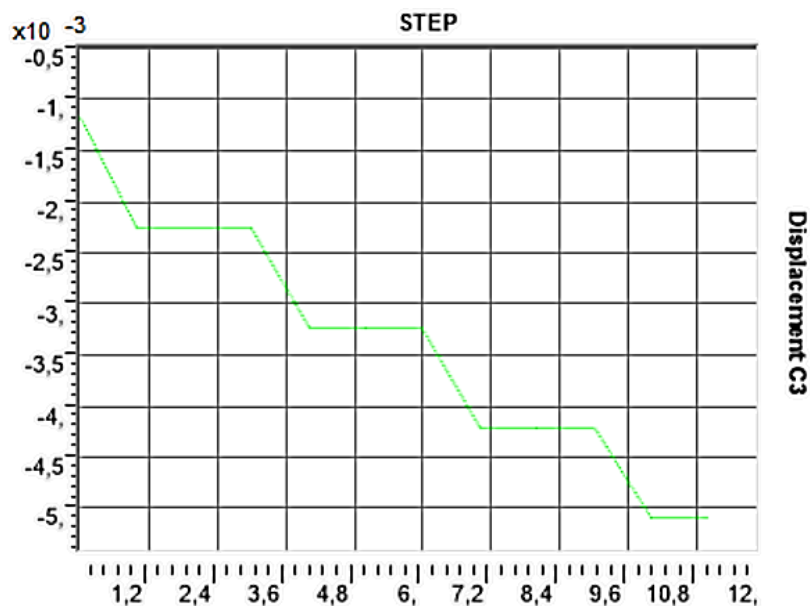


Figura 89. Gráfica Flecha-Escalón de carga del captador C3.

En el eje de abscisas (STEP) se muestran los diferentes pasos en los que se divide la prueba de carga: STEP 0 (estado inicial), STEP 1 (tras la primera capa de carga), STEP 2 (antes de la segunda capa de carga), STEP 3 (tras la segunda capa de carga), STEP 4 (antes de la tercera capa de carga), STEP 5 (tras la tercera capa de carga), STEP 6 (antes de la cuarta capa de carga) y STEP 7 (tras la cuarta capa de carga). En el eje de ordenadas se muestra el valor de la flecha en metros.

El modelo muestra que la flecha máxima total alcanzada es de valor -5.088 mm, esta valor incluye la flecha generada inicialmente por el peso propio -1.177 mm (representada en el STEP 0 de la gráfica). Esta gráfica es muy visual ya que se observa cómo va aumentando progresivamente la deformación vertical conforme va aumentando la carga.

Por otro lado, la *Figura 90* es una representación de la carga frente al desplazamiento vertical, registrado tanto en los captadores como en los dos modelos. En color amarillo se muestra la curva referida al modelo lineal, en azul la del no lineal y en gris los datos experimentales del captador digital. Los datos corresponden al captador C3 al ser éste el más afectado por la carga.

En la representación de los datos experimentales (curva gris) se observa el efecto de la fluencia tras cada escalón de carga; ya que la deformación aumenta pese a no aumentar la carga. En el primer escalón no se observa este tramo recto ya que no se dispone de las mediciones de la primera capa por el fallo de monitorización que hubo al comienzo de la prueba.

Mientras que en las rectas que representan la modelización de la prueba, no se observan tramos donde la deformación aumenta a carga constante ya que en ellos no se ha tenido en cuenta el efecto de la fluencia.

Las curvas del modelo lineal y no lineal, se representan mediante dos rectas de pendiente constante. En el caso del modelo lineal se está considerando la inercia de la sección sin fisurar, mientras que, en el modelo no lineal se está considerando la inercia fisurada de la sección. Es por ello que su representación gráfica es más tendida y sus desplazamientos son mayores.

Cabe remarcar que los valores experimentales se encuentran entre los valores obtenidos por ambos modelos, siendo el modelo no lineal el que más se aproximaría a la realidad.

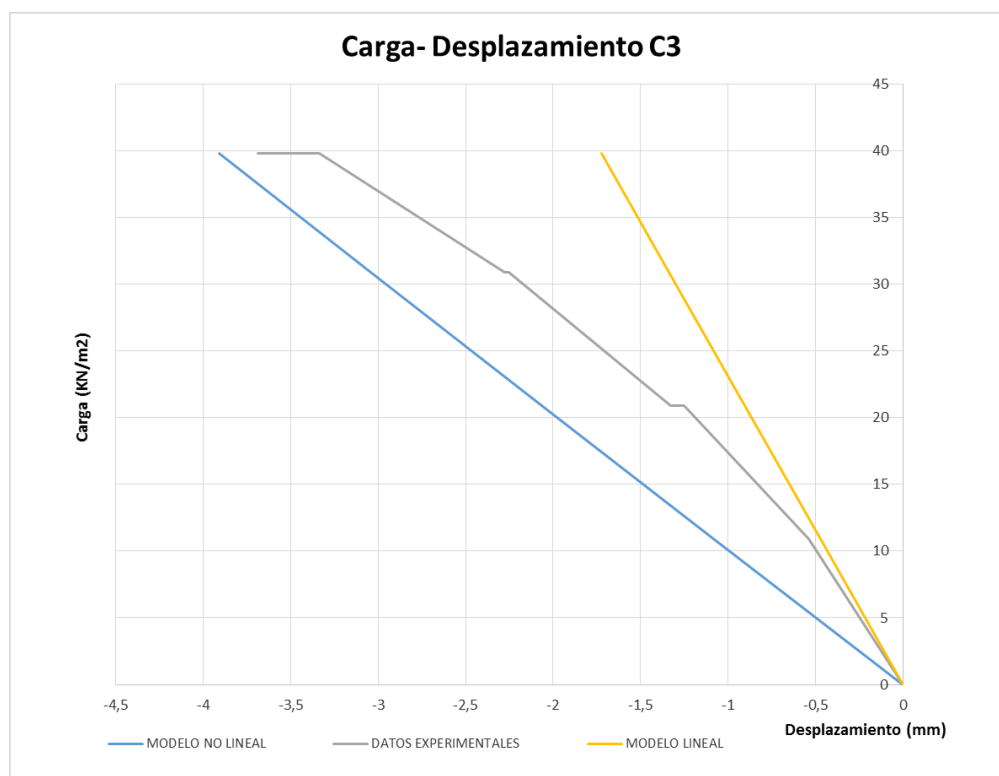
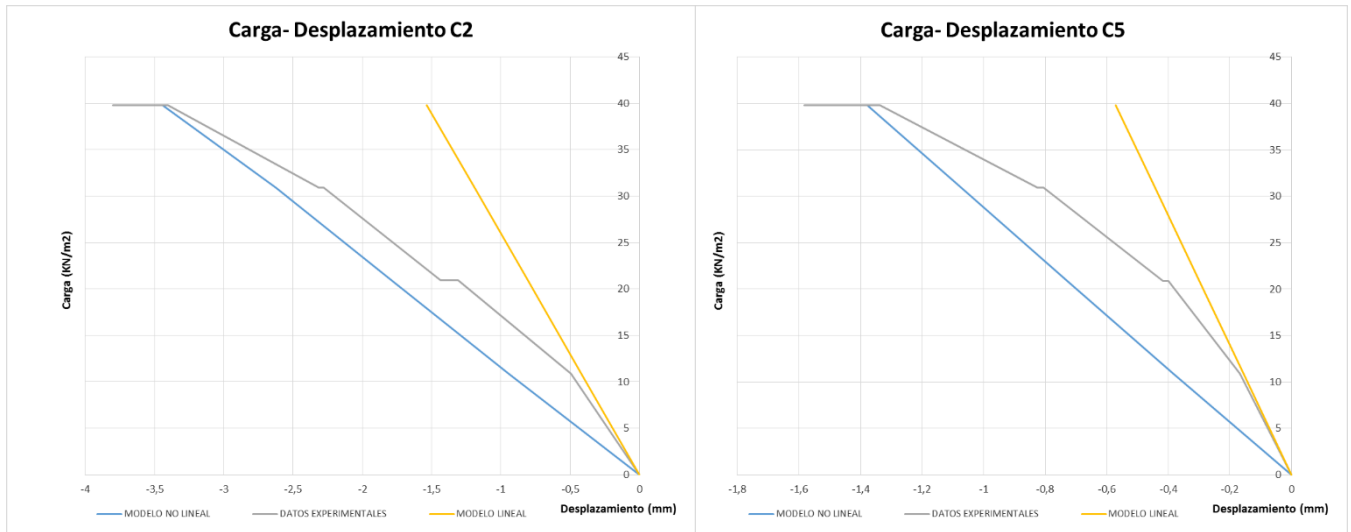


Figura 90. Gráfica Carga- Desplazamiento del captador C3.

Finalmente se adjunta la misma gráfica Carga-Desplazamiento de los captadores C2 y C5 que son los que muestran mayores desplazamientos después del C3. De igual modo que para el caso anterior, el comportamiento real tiende más a parecerse al que describe el comportamiento no lineal.



Figuras 91 y 92. Gráfica Carga- Desplazamiento en los captadores C2 y C5.

6.4.7. CONCLUSIONES.

Una vez concluida la prueba de carga y analizados los resultados que de ella se extraen, se confirma que su capacidad estructural no ha sido dañada y su comportamiento es totalmente correcto. Un indicativo de ello es el valor de la flecha remante tras la prueba de carga, de tan solo 0.7 mm.

Tras la comparativa expuesta en las gráficas de Carga-Desplazamiento, se afirma que los resultados obtenidos del modelo de comportamiento no lineal se acercan más al comportamiento real que el modelo de comportamiento lineal. Este resultado era esperable ya que en ningún momento la losa estudiada tiene un comportamiento lineal, ya que se encuentra fisurada desde el mucho antes de realizar la prueba de carga.

Por otro lado, si se analizan los datos obtenidos del modelo no lineal, éstos son coherentes con los datos obtenidos de los captadores digitales colocados durante la prueba de carga. Es cierto que hay cierta variabilidad entre ambos resultados, pero no se debe olvidar las limitaciones que el software de cálculo presenta. Los valores mayores de desplazamiento se justifican principalmente porque el modelo no tiene en cuenta la resistencia a tracción, por lo que al perder rigidez, los desplazamientos aumentan rápidamente. A ello debe sumarse que, la elevada complejidad e incertidumbre del comportamiento del propio material hace que sea imposible realizar un modelo que represente de forma idéntica su comportamiento. Se citan a su vez, otras limitaciones que presenta el modelo: la redistribución de tensiones que se producen dentro de la masa de hormigón, el efecto de la fluencia, el grado de adherencia entre hormigón y acero...

Por todo ello y sabiendo las limitaciones del modelo, se afirma que la modelización de la estructura mediante elementos finitos, suponiendo un comportamiento no lineal, es una muy buena aproximación al comportamiento que está teniendo en la realidad la losa analizada.

A su vez esta comparativa sirve para verificar que el modelo utilizado es correcto y por tanto todos los datos extraídos de él, en los diferentes apartados de esta sección, son una buena aproximación a la realidad lo cual verifica su validez.

6.5. VERIFICACIÓN DE LOS PRINCIPALES ESTADOS LÍMITE.

6.5.1. ELU EN ROTURA.

6.5.1.1. CARGA DE ROTURA.

En este apartado se estima la carga última de rotura de la losa analizada y la flecha alcanzada en tal situación.

El modelo se lleva a rotura mediante la simulación de comportamiento no lineal de la estructura. Para ello se define un caso de carga no lineal del tipo “Displacement Control”, el cual permite analizar el comportamiento de la estructura hasta alcanzar un determinado desplazamiento impuesto en un nudo. En este caso, se introduce en el punto de mayor desplazamiento vertical un valor imposible de alcanzar, esto provoca un aumento de las cargas aplicadas hasta alcanzar la rotura. Todo el proceso hasta llegar a rotura se puede analizar posteriormente obteniendo los valores de los principales factores que intervienen en la rotura de la losa (carga aplicada, deformación, tensiones en el hormigón, tensiones en la armadura,...).

Para realizar el cálculo en rotura se han llevado a cabo dos análisis. El primero de ellos consiste en definir un primer estado de carga que tenga en cuenta el peso propio de la losa y, a éste incrementarle la sobrecarga de diseño tantas veces como sea necesaria hasta alcanzar la rotura de la losa. Se va a considerar el peso propio mayorado, con el fin de hallar cual sería el valor de la sobrecarga que agotaría la sección partiendo de la condición más desfavorable posible del comportamiento del hormigón, es decir, amplificando un 35% su peso propio como establece la norma. La sobrecarga considerada será la establecida en proyecto, cabe recordar que ésta es de 30 o 5 KN/m² dependiendo del uso de la zona cargada.

En el segundo análisis se pretende mostrar la reserva de seguridad que tendría la estructura estudiada. Para ello, se ha partido de la misma combinación de cargas que para el primer análisis pero suponiendo los valores de cálculo en Estado Límite Último de los variables (tanto cargas como materiales. En cuanto a las cargas consideradas, se ha mayorado el peso propio con un factor de 1.35 y la sobrecarga de uso con un factor de 1.5. Además se ha minorado la resistencia de los materiales con sus respectivos coeficientes de minoración, 1.5 para el hormigón ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) y 1.15 para el acero de la armadura pasiva ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$). Con estas condiciones se ha implementado el software de cálculo hasta rotura.

Tras ambos análisis los resultados obtenidos se muestran en la *Tabla 42*:

CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA EN ROTURA

Tipo de análisis	Carga total de rotura (MN)	Factor multiplicador de SC (α)	Flecha máxima (mm)
Análisis 1	64.82	6.08 (1.5x4.05)	87.5
Análisis 2	50.12	4.55 (1.5x3.03)	79.09

Tabla 42. Características de la losa en condiciones de agotamiento.

En la tabla anterior se adjunta la carga total que haría que la losa entrara en rotura y su flecha correspondiente. A su vez se muestra el factor por el cual habría que multiplicar la sobrecarga dispuesta hasta alcanzar dicha situación.

El primer análisis muestra que la carga total que hace agotar la sección es de 64.82 MN, lo que implicaría aumentar la sobrecarga en aproximadamente 6 veces. Por tanto, si se mayoraran las cargas en la situación más desfavorable (1.35PP + 1.5SC), no se alcanzaría el agotamiento de la losa hasta cuadruplicar el valor de la sobrecarga mayorada (1.5x4.05 = 6.08).

En el análisis 2 se obtiene que pese a estar considerando las condiciones de agotamiento de la sección, todavía queda un margen de seguridad de carga de 3.03 hasta alcanzar la rotura. Este implica una carga total de 50.12 MN que provocarían una flecha de 79.09 mm.

Para el análisis tipo 2, siguiendo la normativa, éstas serían las condiciones que llevarían a agotar la sección en el caso de analizar una estructura isostática esto sería correcto. Puesto que se está analizando una estructura hiperestática, es previsible que ésta tenga un margen de seguridad adicional. La losa necesita un incremento extra de carga hasta convertirse en un mecanismo y producirse su colapso, ya que existe una redistribución de tensiones previa al colapso en la que se van formando diferentes rótulas plásticas. Este margen es el que se ha definido como el valor por el cual habría que multiplicar la sobrecarga para que la estructura colapse. Este valor de 4.55 implica que sería necesario triplicar la sobrecarga mayorada hasta producir la rotura.

Comparando ambos análisis se observa que el factor multiplicador necesario para alcanzar el agotamiento en ambos casos guarda una relación (γ) de:

$$\gamma = \frac{6.08}{4.55} = 1.33 \quad (6.7)$$

Basándose en el cálculo del momento último se deduce que:

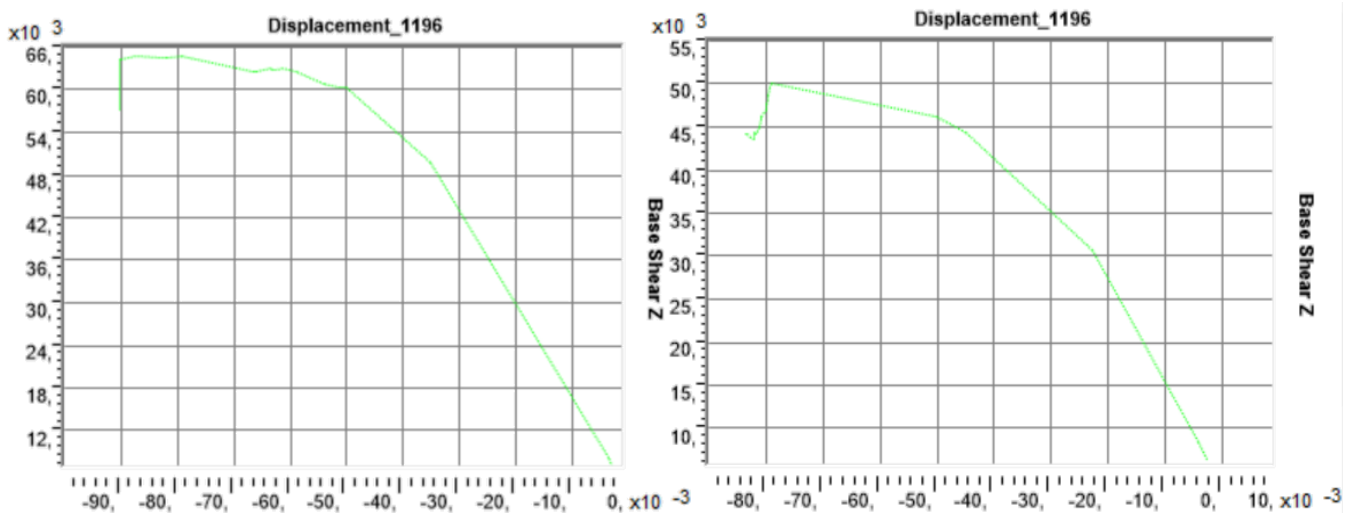
$$M_u = 1.35 \cdot M_{PP} + \alpha \cdot (1.5 \cdot M_{SC}) = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (6.8)$$

Al analizar la relación que guardan ambos factores (γ) es claro que por efecto de la minoración del acero, el primer análisis debe dar un 15% más que el segundo al ser $f_{yd} = f_{yk}/1.15$.

Por tanto el 15% de la disminución en el análisis 2 se asocia a la disminución de capacidad resistente del acero de la armadura pasiva. El 16% restante se debe a la reducción que sufre el brazo mecánico (z) por la minoración de la resistencia del hormigón.

En la *Ecuación (6.8)* se reduce tanto el valor del límite elástico del acero (f_{yd}), como el brazo mecánico (z). Esta sería la justificación al factor (γ) hallado.

Para una mejor comprensión del comportamiento en rotura, se adjuntan las curvas tensión-deformación que siguen los dos casos analizado:



Figuras 93 y 94. Curva de Carga total (KN) Vs Máximo desplazamiento (m) del análisis 1 y 2 respectivamente.

En el comportamiento de ambos análisis se observa una primera recta con pendiente constante que tiene en cuenta la inercia fisurada de la sección y conforme se va aumentando la carga se observan cambios de pendiente que indican que se está formando una línea de rotura conforme van plastificando diferentes punto de la losa. Finalmente se alcanza la rotura con la carga pico. El comportamiento tras la rotura depende de la definición del comportamiento del acero una vez alcanza su resistencia última, es decir su rama de relajación.

A modo conclusión se establece que el análisis de este estado límite último pretende comprobar el amplio margen de seguridad que la estructura presenta, aun considerando la situación más pésima, y por tanto verificar que está muy lejos de alcanzar la rotura.

6.5.1.2. RESULTADO DE TENSIONES.

Tras este análisis se ha considerado importante mostrar las gráficas de las máximas tensiones alcanzadas tanto para el hormigón como para el acero al alcanzar la rotura. Estos gráficos están coloreados según la intensidad de las tensiones, a la derecha de los mismos se adjunta la escala de colores con sus valores de tensiones correspondiente. Los valores de las tensiones se dan en MPa.

○ **TENSIONES EN LA CARA INFERIOR DEL HORMIGÓN.**

La mayor parte de la losa se encuentra sombreada con un tono verde, esto indica un valor de la tensión del hormigón próximo a cero. Toda esta zona ésta sometida principalmente a una importante flexión positiva, por lo que en su cara inferior se dan tracciones importantes. Estas tracciones hacen que la losa fisure y por tanto sus tensiones se vuelven nulas.

En las zonas de conexión con los elementos sustentantes de la losa, sin embargo se observan las máximas tensiones de compresión. Esto se debe a que los nudos rígidos que forman las conexiones están sometidos a flexión negativa lo que implica fuertes compresiones en su cara inferior. Los valores de las tensiones de compresión se aproximan al valor de la resistencia característica del hormigón ($f_{ck}= 30 \text{ MPa}$).

En las siguientes figuras se muestran las máximas tensiones halladas en la cara inferior de la losa tanto en dirección X como en dirección Y:

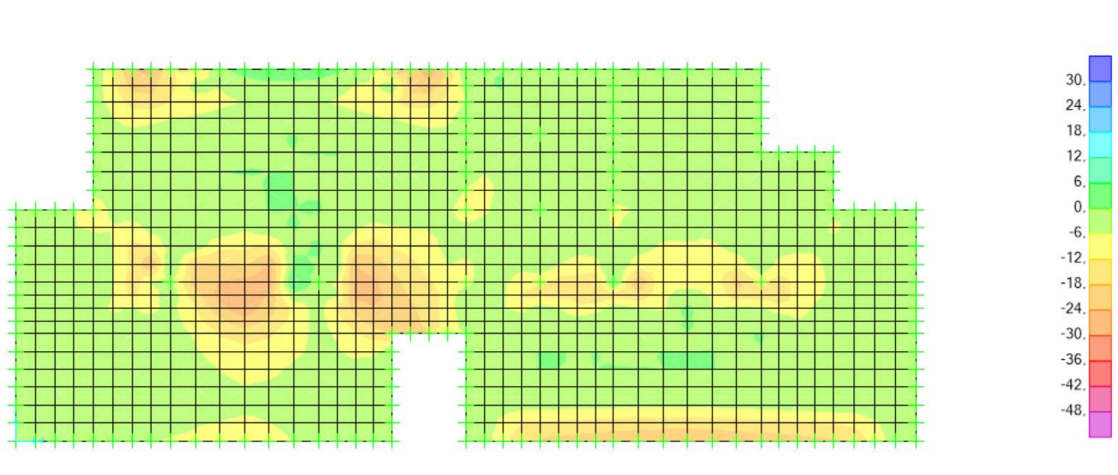


Figura 95. Tensiones principales del hormigón en dirección Y en la cara inferior.

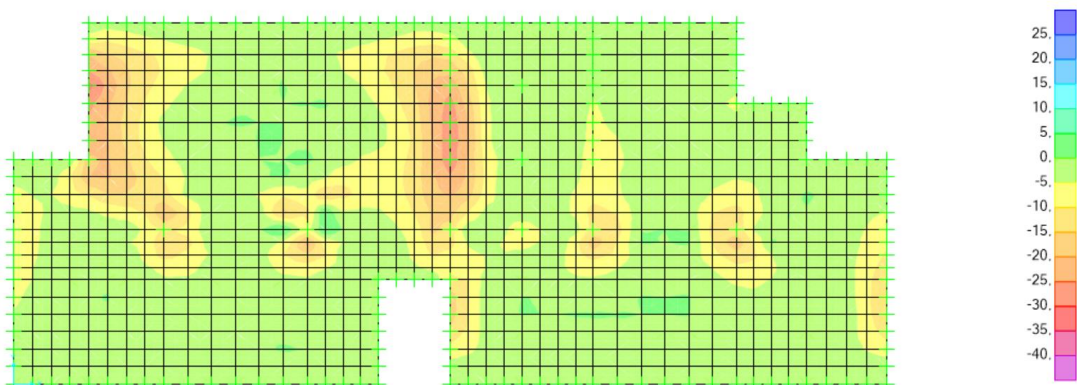


Figura 96. Tensiones principales del hormigón en dirección X en la cara inferior.

○ **TENSIONES EN LA CARA SUPERIOR DEL HORMIGÓN.**

En el caso de la cara superior de la losa, se produce un estado tensional completamente contrario al descrito en el apartado anterior.

Por un lado, las zonas solicitadas por flexión positiva alcanzan valores máximos de compresiones (zonas sombreadas de rojo). Destacar que las máximas tensiones de compresión se dan en dirección Y alcanzando el valor de la máxima capacidad del hormigón ($f_{ck}= 30 \text{ MPa}$).

Por otro lado, las zonas sombreadas en verdes corresponden a las zonas afectadas por flexión negativa cuya cara superior se encuentra fuertemente traccionada. Por tanto muestran valores de tensiones nulas al considerar fisurada su sección.

Al igual que para el caso anterior, se muestran las gráficas que representan las tensiones en ambos ejes:

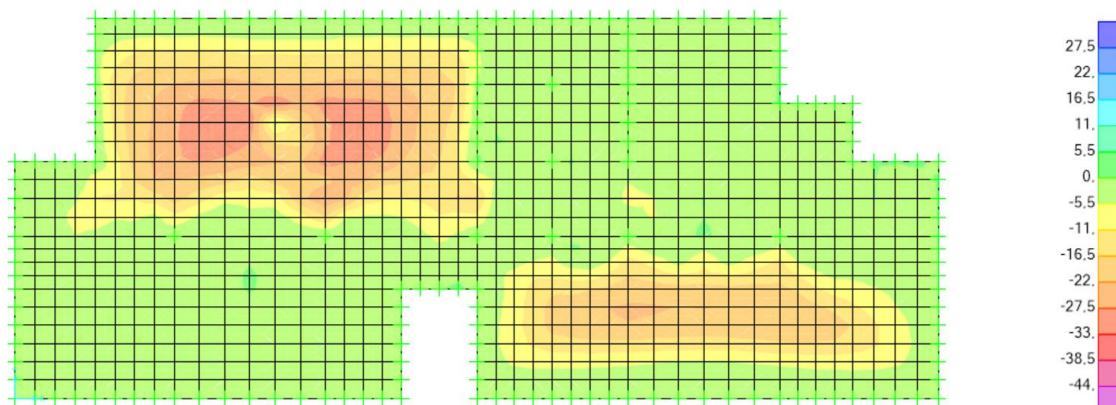


Figura 97. Tensiones principales del hormigón en dirección Y en la cara superior.

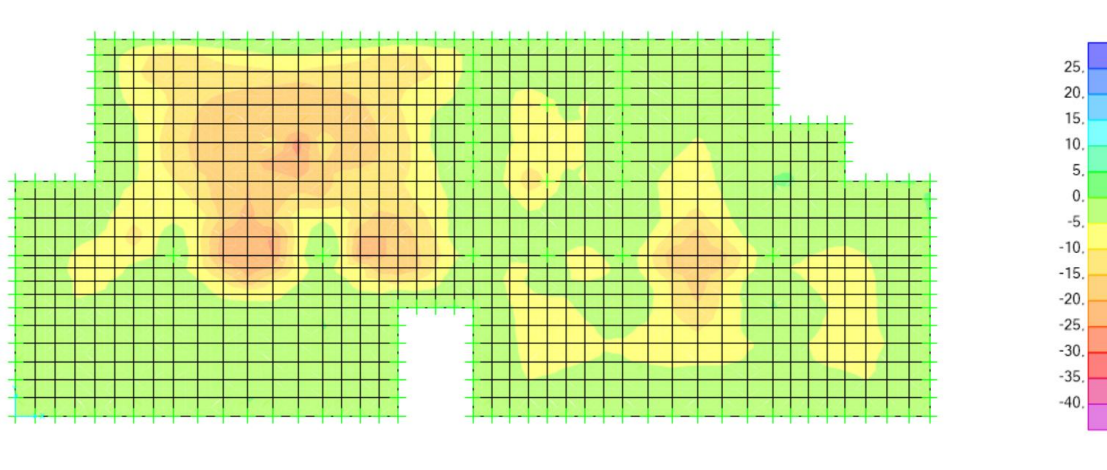


Figura 98. Tensiones principales del hormigón en dirección X en la cara superior.

○ **TENSIONES EN LA CAPA INFERIOR DE ARMADURA.**

La armadura dispuesta en la cara inferior de la losa va a tener especial importancia en las zonas en las que el hormigón traccionado haya fisurado y, por tanto, tenga que ser ésta la que soporte las tensiones traccionándose. En las figuras siguientes se observan en tonos azules las máximas tracciones alcanzadas por la armadura.

Cuando se lleva a rotura una sección, la armadura sobrepasa la tensión correspondiente a su límite elástico alcanzando valores próximos o iguales a su resistencia última o límite de plastificación ($f_u = 550 \text{ MPa}$).

La armadura también se verá muy solicitada en las zonas donde las compresiones sean muy importantes (zonas sombreadas en rojo). Siendo su límite elástico y plástico el mismo tanto para tracción como para compresión. Las zonas más solicitadas alcanzaran valores cercanos al límite plástico del acero.

En las siguientes figuras se muestran las tensiones de la armadura de la capa inferior en ambas direcciones. Las máximas tensiones se obtienen en la dirección del eje Y, mientras que en dirección X su valor no supera los 300 MPa.

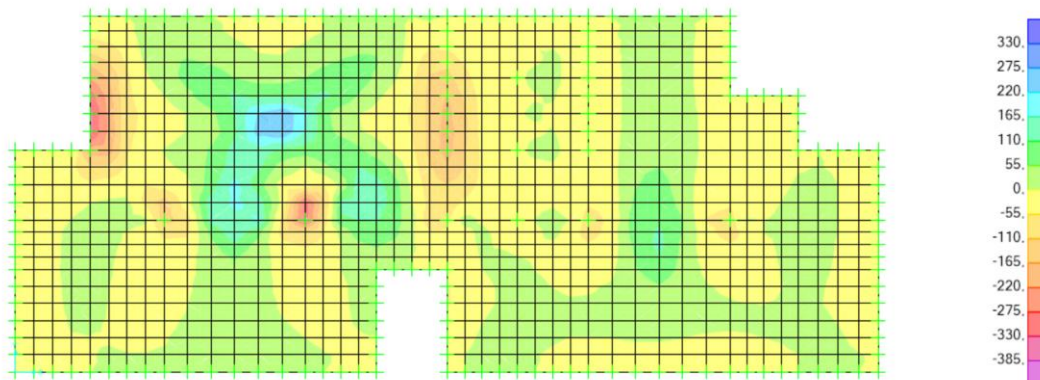


Figura 99. Tensión del armado en la dirección X en la capa inferior.

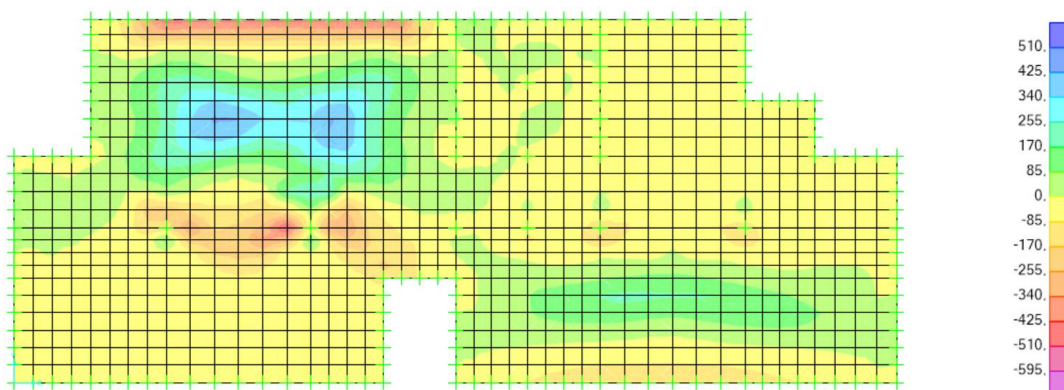


Figura 100. Tensión del armado en la dirección Y en la capa inferior.

○ **TENSIONES EN LA CAPA SUPERIOR DE ARMADURA.**

En la armadura de la cara superior predominan las tensiones de compresión, sombreadas en tonos anaranjados y rojizos. Las armaduras más comprimidas están dispuesta en dirección Y.

Las zonas correspondientes a conexiones con pilares y muros bajo la losa, son en las que la armadura superior está fuertemente traccionada.

Las tensiones de tracción, aunque se encuentren focalizadas en zonas más reducidas, su valor alcanza máximos de mayor magnitud que las tensiones de compresión. Se adjuntan las figuras del estado tensional de la armadura de la capa superior en ambas direcciones:

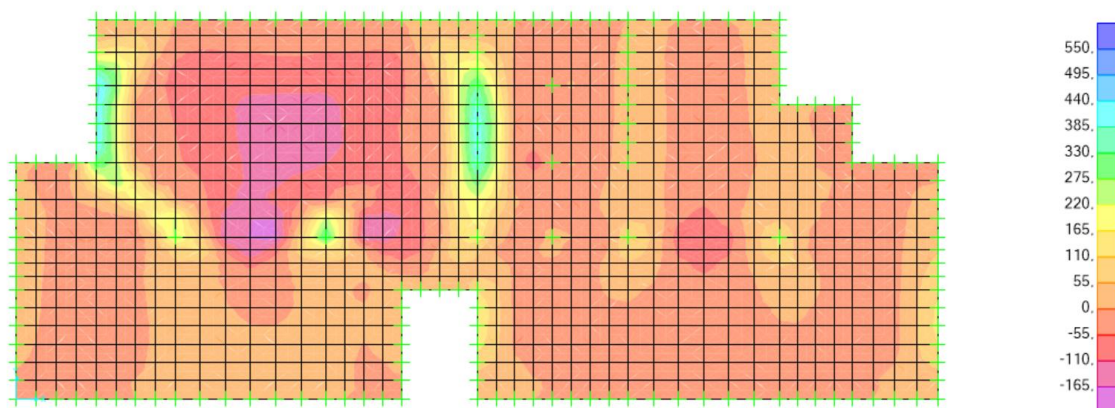


Figura 101. Tensión del armado en la dirección X en la capa superior.

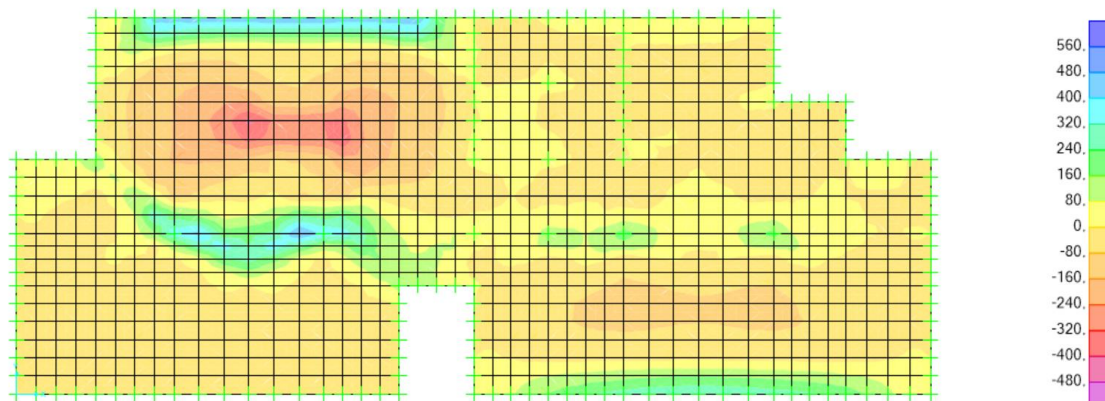


Figura 102. Tensión del armado en la dirección Y en la capa superior.

El exhaustivo análisis realizado de las tensiones alcanzadas en los diferentes materiales que componen la sección de la losa, muestra la máxima capacidad resistente de los de éstos llevada a sus límites.

6.5.2. COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

El presente apartado recoge la comprobación de los estados límite de servicio de la losa en condiciones actuales. Por lo que, se pretende verificar las pertinentes comprobaciones de los ELS, considerando que la losa ha sido previamente fisurada.

Al encontrarse la losa prácticamente fisurada desde su construcción, es cierto pensar que cuando en la losa aumenten las solicitaciones, las fisuras ya marcadas actuarán de juntas y absorberán los desplazamientos generados por el aumento de solicitaciones.

Al tratar de representar este efecto en el modelo de cálculo, se liberan los desplazamientos en el plano horizontal de la losa. Estos desplazamientos se liberan, al suponer que éstos serán absorbidos por las ya existentes fisuras.

Esta hipótesis no describe el comportamiento real de la losa, ya que en la realidad la losa si que se encuentra parcialmente coaccionada por la existencia del muro perimetral que tiene a su alrededor.

A ello hay que sumarle que tiene cierta capacidad para soportar tensiones de tracción hasta alcanzar su límite, la cual tampoco es tenida en cuenta por el modelo.

Por tanto, se están tomando dos hipótesis que representan una simulación del comportamiento de la losa con condiciones mucho más desfavorables de las que se dan en la realidad.

Al hallar las pertinentes comprobaciones, si éstas no se cumplen se deberá tener en cuenta que las hipótesis impuestas al modelo son muy restrictivas y, que el comportamiento real no será tan desfavorable como el que muestren los resultados del software de cálculo.

Las diferentes combinaciones de acciones empleadas para la verificación de los Estados Límites de Servicio son:

- Combinación característica: (ELS flecha)

$$1 \cdot PP + 1 \cdot SC$$

- Combinación casi permanente: (ELS flecha total y ELS de fisuración)

$$1 \cdot PP + 1 \cdot 0.8 \cdot SC$$

6.5.2.1. ELS DE DEFORMACIÓN. COMPROBACIÓN DE FLECHA.

En primer lugar se van a hallar las limitaciones de flecha establecidas por norma y posteriormente se compararan directamente con la flecha que ofrece el modelo tras su análisis no lineal.

Al estar en un edificio, las flechas máximas admisibles vienen establecidas por el *CTE_DB-SE*, (2010). En el apartado 4.3.3.1 se definen los siguientes tres casos de flechas a considerar:

- 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: $L/400$ en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
- 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 $L/350$.
- 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 $L/300$.

En segundo lugar se va a hallar la flecha correspondiente a cada una de las tres comprobaciones diferentes a partir de los resultados obtenidos del software de cálculo. Sabiendo que la luz es de $L=8.90$ m, se podrá comparar con los valores establecidos en la norma.

A continuación se muestran las diferentes flechas alcanzadas según el caso analizado:

- **INTEGRIDAD:** Como deben de tener en cuenta las acciones después de la puesta en obra, a la flecha total se le ha restado la flecha instantánea del peso propio. Obteniendo un valor máximo de: 20.31 mm.

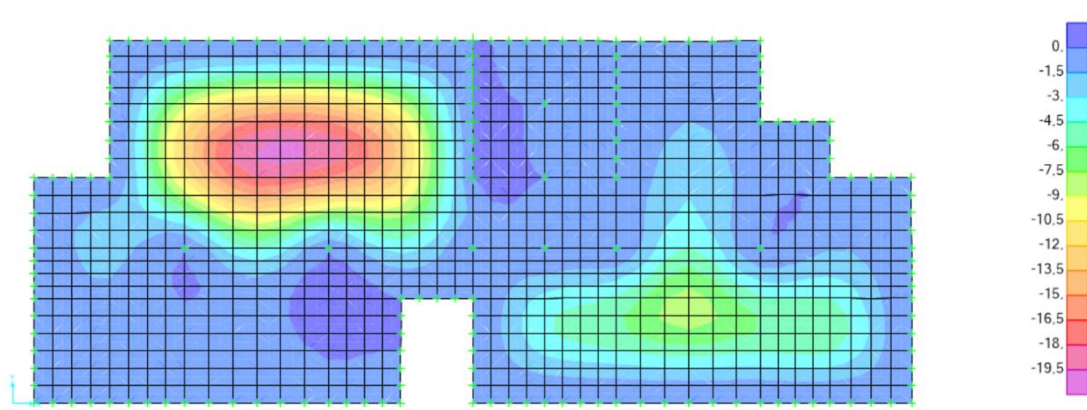


Figura 103. Valor de la flecha en ELS de flechas (Integridad).

Como el valor de la flecha no supera la limitación de $L/400 = 22.25$ mm, es correcta la comprobación.

- **CONFORT:** Como debe de tener en cuenta las acciones de corta duración, solo se ha considerado la acción de la sobrecarga. Obteniendo un valor máximo de: 19.98 mm.

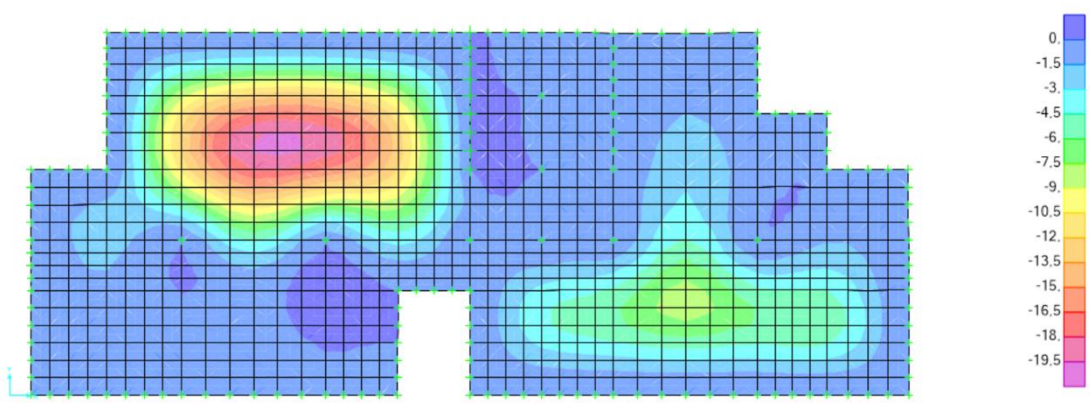


Figura 104. Valor de la flecha en mm (ELS de flechas. Confort).

Como el valor de la flecha no supera la limitación de $L/350 = 25.43$ mm, es correcta su comprobación.

- **APARIENCIA:** Se tienen en cuenta todas las acciones ya que es la flecha total a plazo infinito. Obteniendo un valor máximo de: 22.63 mm.

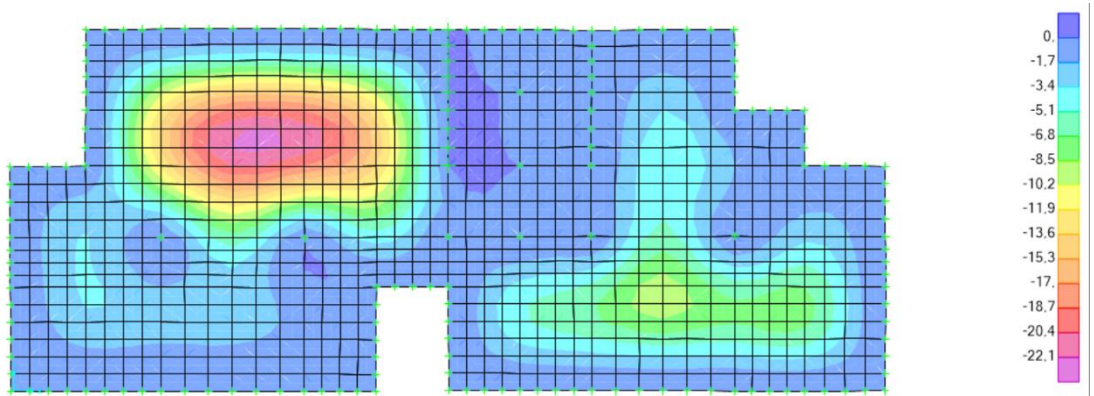


Figura 105. Valor de la flecha en mm (ELS de flechas. Apariencia).

Como el valor de la flecha no supera la limitación de $L/300 = 29.67$ mm, es correcta la comprobación.

Simplemente a modo comparativo en la siguiente tabla se comparan la flecha obtenida por norma y la obtenida tras el cálculo no lineal:

COMPARATIVA DE FLECHA (mm)	
Limitación de flecha por norma	Flecha estimada
$L/400 = 22.25$	20.31
$L/350 = 25.43$	19.98
$L/300 = 29.67$	22.63

Tabla 43. Comparativa de flechas (mm).

Se observa que la limitación de flecha impuesta por norma es mayor que la flecha hallada con el modelo de cálculo. Queda verificado el Estado Límite de Flecha.

6.5.2.2. ELS DE FISURACIÓN. CÁLCULO DE ABERTURA DE FISURA.

Según marca el apartado 49.2.3 de la EHE-08, (2010), la comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x} \quad (6.9)$$

Siendo:

w_k : abertura característica de fisura

$w_{m\acute{a}x}$: abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2

En primer lugar se van a marcar los pasos a seguir para hallar w_k :

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (6.10)$$

β : 1.3 para fisuras provocadas por acciones indirectas y 1,7 para el resto. En este caso 1.3.

s_m es la separación media de fisuras definida como:

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (6.11)$$

- c: recubrimiento= 45mm
- s: distancia entre barras longitudinales: al disponer de una rejilla base de armado de: Ø12/ 20x20 + rejilla de armado de refuerzo generalmente de: Ø10/20, por lo que s=100mm.
- k_1 : el coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección:

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \cdot \varepsilon_1} \quad (6.12)$$

Se considera que la flexión es simple y por tanto $\varepsilon_2 = 0$ y $k_1 = 0.125$

- ϕ : Diámetro de las barras traccionadas más gruesa = Ø12mm
- $A_{c,eficaz}$: Área de hormigón de la zona de recubrimiento, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras. Al tratarse de una losa se toma un ancho de 1 metro, por lo que queda definido como:

$$A_{c,eficaz} = \frac{h}{4} \cdot s = \frac{400}{4} \cdot 1000 = 100000 \text{ mm}^2 \quad (6.13)$$

- A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$:

$$A_s = 4 \cdot \pi \cdot (6^2 + 5^2) = 244\pi \text{ mm}^2 \quad (6.14)$$

Por lo que la separación media de fisuras queda definida por:

$$s_m = 2 \cdot 45 + 0.2 \cdot 100 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot \frac{12 \cdot 100000}{244\pi} = 188.27 \text{ mm} = 0.188 \text{ m}$$

ε_{sm} es el alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.15)$$

La fórmula del alargamiento medio de las armaduras tiene dos factores:

- $\frac{\sigma_s}{E_s}$: hace referencia a la deformación que se produce en la sección suponiendo nula la resistencia del hormigón a tracción.
- $\left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$: hace referencia a la resistencia del hormigón entre fisuras por el efecto de las tensiones de Stiffening.

Del modelo implementado se pretende extraer el valor de la tensión en servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada (σ_s).

$$\sigma_s = 270.3 \text{ MPa}$$

Al no considerar el software de cálculo cierta resistencia a la tracción, este valor es comparable con el primer término del alargamiento medio de las armaduras. A él sería necesario añadirle un factor proporcional a la resistencia provocada por las tensiones de Stiffening.

Se asume que no se consideran las tensiones de Stiffening y se realiza esta comprobación directamente con el valor de (σ_s). Por lo que la situación que se está analizando es más desfavorable que la real.

Sabiendo que el módulo de deformación longitudinal del acero es: $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

Se obtiene un alargamiento medio entre fisuras de:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{270.3 \text{ MPa}}{2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}} = 0.0013$$

Sustituyendo en la Ecuación (6.10) la abertura característica de fisura es:

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

$$w_k = 1.3 \cdot 0.188 \cdot 0.0013 = 3,1772 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.318 \text{ mm}$$

Al tener una clase de exposición de tipo IIIa y una losa de hormigón armado, la abertura máxima de fisura establecida en la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 muestra que es:

$$w_{m\acute{a}x} = 0.2 \text{ mm}$$

$$0.318 \leq w_{m\acute{a}x}$$

La abertura de fisura obtenida es algo superior a la limitación de la norma. Debe tenerse en cuenta que las condiciones impuestas al modelo son más restrictivas de lo que lo es en la realidad. En referencia al cálculo del alargamiento medio tampoco se ha tenido en cuenta la resistencia que el hormigón tiene en tracción.

Con todo ello, pese a obtenerse un valor mayor de abertura de fisura, se considera verificado el Estado Límite de Servicio de fisuración. El exceso de abertura de fisura frente al valor de la norma, es asumido por las restricciones sujetas a este cálculo.

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

El objetivo planteado en este trabajo trata de estudiar y analizar el comportamiento frente a la patología de fisuración de la estructura de planta baja y sótano del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón. La última parte del trabajo se centra en el análisis del comportamiento no lineal de la losa más afectada por esta patología. Esta parte incluye la verificación de los diferentes Estados Límite de Servicio y el Estado Límite Último resistente.

En primer lugar se resume la fisuración observada, ésta servirá de base para las conclusiones que se van a desarrollar.

La fisuración de los muros de sótanos se caracteriza por ser clara y pronunciada, llegando a atravesar el espesor total de los elementos en la mayoría de los casos. Tiene una dirección de 45° en extremos tendiendo a ser vertical hacia el centro de los muros.

En el caso de la losa de planta baja de menor canto, las fisuras desarrolladas tienen cierta inclinación con respecto a la línea de pilares dispuestos entre ambas losas. Estas fisuras tienden a ser perpendiculares en la zona central de la losa.

En la losa de gran canto se observa cómo las fisuras de la losa de menor canto han llegado hasta ella y han continuado prolongándose. La dirección principal que siguen es perpendicular a la línea de pilares que separa ambas losas. En la zona cercana al muro de reacción se observan fisuras inclinadas provocadas por su gran rigidez.

Las principales conclusiones establecidas tras finalizar este trabajo profesional se enumeran a continuación:

- En cuanto al posible origen de la patología estudiada por acción de cargas directas, se establece lo siguiente:
 - Se descarta la posibilidad de asientos diferenciales, pues se parte del estudio realizado por *AICEQUIP*, (2013) en el que se comprueba que los asientos diferenciales supondrían un valor relativo de $L/7200$. Además, se considera que el cajón bicelular formado por el conjunto de planta baja y sótano tiene tanta rigidez, que imposibilita prácticamente asientos diferenciales relevantes.
 - Se descarta la posibilidad de un origen provocado por la acción de cargas directas tras verificar la cuantía de armado dispuesta y tras comprobar sus diferentes Estados Límite.
- Se realiza una simulación del comportamiento lineal de la estructura incluyendo los efectos termohigrométricos del hormigón. La predicción que el modelo establece del patrón de fisuración incluyendo estos efectos, coincide con el observado en la estructura analizada. A

partir del modelo se estima que la fisuración aparece en los primeros días tras el hormigonado de las losas de planta baja.

- La principal causa a la que se asocia este fenómeno es la contracción de la masa de hormigón impuesta por la liberación de calor de hidratación del cemento. Se considera de mayor influencia la pérdida del calor de hidratación de la losa de gran canto ya que al ser su canto mayor, su gradiente térmico también lo es y por consiguiente, su acortamiento.

- La retracción hidráulica del hormigón es la segunda causa de la fisuración estudiada. La retracción va aumentando con el paso del tiempo, por lo que en los primeros días su efecto no es tan elevado como para generar por ella misma fisuras. Ésta sí que favorece la fisuración inicial al sumarse ambos efectos: la contracción debida a la pérdida del calor de hidratación del cemento y la retracción hidráulica del hormigón.

- La retracción hidráulica cobra relevancia al analizar la evolución de las fisuras con el tiempo porque su efecto se prolonga durante años. Esto justifica el progreso de las fisuras observado tras las diferentes inspecciones técnicas realizadas.

- Las fisuras observadas tienen las siguientes características de las fisuras típicas que se producen por el efecto de la pérdida del calor de hidratación:

- Son fisuras que se alcanzan a edades tempranas (entre los 6 y 10 días).
- Se produce sobre todo en elementos de gran canto.
- Se pueden producir, bien porque la deformación se encuentre coartada por las fibras interiores del hormigón que contraen más lentamente, o por tener una restricción exterior provocada por elementos de gran rigidez que impidan la contracción superficial.
- Pueden llegar a atravesar toda la sección de hormigón.

- Las fisuras observadas también poseen las características de las fisuras típicas generadas por la retracción hidráulica del hormigón:

- Se producen por acortamiento de los lados en elementos superficiales y, si este acortamiento se ve impedido por otro elemento de mayor rigidez, generaría tracciones superiores que fisurarían la superficie del elemento.
- Se corresponde con fisuras limpias.

- Analizando independientemente cada uno de los elementos más afectados por la patología en cuestión, se concluye lo siguiente:

- La fisuración observada en la losa de 40 cm de canto, se debe al efecto conjunto de los factores que a continuación se enumeran. El primero de ellos, es la

contracción que supone la propia pérdida de calor de hidratación del cemento que hay en su interior. El segundo de ellos, se debe al efecto que genera sobre esta losa, la contracción por la pérdida de calor de hidratación de la losa de gran canto. Al estar ambas conectadas y ser cada una de un canto diferente, la de mayor canto tiene que disipar un incremento mayor de temperatura, siendo su efecto dominante frente a la de menor. Debido a la variación de temperatura entre ambas losas, se generan acortamientos diferenciales en la zona de contacto entre ambas que generan las tensiones que provocan la fisuración. El último efecto que aumenta en gran medida las tensiones alcanzadas en la losa, es el hecho de que tres de sus cuatro lados estén conectados a un elemento muy rígido como lo es el muro perimetral. Este supone una gran coacción a cualquier movimiento que la losa intente realizar, bien su contracción al disipar calor o bien por el efecto arrastre que le genera la losa de mayor canto.

- Las fisuras observadas en la losa de 90 cm de canto, son debidas a la pérdida de su propio calor de hidratación, éstas se ven incrementadas por las coacciones laterales que implican los muros perimetrales. Aunque al ser esta losa de mayor rigidez que los elementos de su alrededor, el efecto que la losa causa sobre el resto de elementos a los que está conectada es más acusado que al contrario.
- En el caso de los muros de sótano, éstos se contraen por efecto de la pérdida del calor de hidratación del cemento de las losas que hay sobre ellos. Esta contracción genera tensiones tangenciales muy importantes en la coronación del muro siguiendo su dirección longitudinal y con sentido contrario desde cada uno de sus extremos. Las tensiones tangenciales suponen a su vez unas tensiones principales de tracción muy elevadas que generan una fisuración orientada 45° (de sentido contrario en cada extremo del muro), que tienden a ser cada vez más vertical conforme se va aproximando a la zona central. El progreso observado de las fisuras tras las inspecciones técnicas, se debe a la retracción hidráulica de estos elementos.
- Al analizar en profundidad la morfología de la fisuración de la losa, se observan fisuras que llegan a distar 1 metro y con aberturas de fisura en torno a 1 mm, alcanzando en algunos casos incluso los 3 mm. Sin embargo, el patrón habitual correspondería a fisuras mucho más cercanas y de menor abertura. Una posible causa de este comportamiento se asocia a la débil adherencia entre la armadura y el hormigón a edades tempranas. En el momento en que comienzan a abrirse las fisuras, aproximadamente a los 9 días del vertido del hormigón, el hormigón todavía no había alcanzado su resistencia total. Es posible que en ese instante, la tensión tangencial de adherencia entre el hormigón y la armadura fuese relativamente pequeña y, por ello, se generaron fisuras mucho más distantes. Cuando la losa volviese a estar solicitada por grandes tensiones (bien sea por el

efecto de la retracción o por carga), éstas serían liberadas por las fisuras ya existentes, funcionando a modo de juntas que absorben tanto las tracciones como las compresiones. Por lo tanto, estas primeras fisuras a edades tempranas harían que no se llegue a dar la típica fisuración provocada en un hormigón endurecido.

◦ Tras la prueba de carga realizada sobre la losa de 40 cm de canto, se ha verificado que la fisuración observada no ha afectado a la capacidad resistente de la estructura según los requisitos establecidos en el proyecto. El valor de flecha remanente tras la prueba de carga (0.07mm), corrobora el buen funcionamiento de la losa.

◦ De las simulaciones del comportamiento de la losa mediante un modelo lineal y no lineal, se observa que el modelo que más se aproxima a los datos experimentales es el no lineal. Este resultado es coherente y razonable al estar tratando de simular el comportamiento de una losa fisurada. Ésta no sigue una respuesta lineal y debe analizarse considerando la inercia fisurada de su sección. A ello debe sumarse que, la discrepancia obtenida entre los resultados del modelo y los datos directamente medidos con los captadores, se debe en cierta parte a las limitaciones que presenta el software de cálculo (se considera nula la resistencia a tracción del hormigón). Esta restricción implica un aumento de los desplazamientos.

◦ La modelización de la prueba de carga y su comparativa con los datos experimentales, verifica la fiabilidad del modelo y la validez del mismo.

◦ Al realizar un exhaustivo análisis no lineal llevado hasta el instante en el que la losa se convertiría en un mecanismo y llegaría a rotura, se obtiene que sería necesario sextuplicar la sobrecarga de uso de diseño para alcanzar este estado.

◦ Ejecutando el mismo análisis no lineal hasta rotura, pero considerando los valores de cálculo en estado límite último de las variables (mayorando las cargas de diseño y minorando la resistencia de los materiales), se alcanza el colapso global de la estructura con un coeficiente de seguridad adicional para la sobrecarga de valor igual a 3. Con este resultado, se verifica que la carga de diseño está muy lejos de la carga que consigue el colapso de la estructura.

◦ Al estudiar el estado tensional de la losa en rotura, se observa que las tensiones del hormigón son prácticamente nulas en las zonas donde se concentran las mayores tracciones, como corresponde al comportamiento fisurado del hormigón. Mientras que en las zonas de máxima compresión se alcanzan valores de tensiones próximos a la resistencia característica a compresión simple del hormigón. En el caso de la armadura, su tensión llega a alcanzar la plastificación en las zonas más solicitadas.

- Se ha realizado un cálculo de la abertura de las fisuras y de las flechas considerando el estado de fisuración actual de la losa. Los resultados obtenidos satisfacen los requisitos de estos Estados Límite de Servicio.

8. PROPUESTAS DE POSIBLES MEDIDAS CORRECTORAS DE LA PATOLOGÍA ESTUDIADA.

La fisuración analizada no ha dañado la capacidad estructural del propio edificio, por lo que no sería necesario ni reforzar, ni aparear losas o muros.

Por durabilidad convendría rellenar todas las fisuras con resina epoxi. Para ello podría seguirse el mismo procedimiento que se ha descrito en el apartado de la prueba de carga. Este proceso se basa en un primer lugar en colocar tubos de inyección a lo largo de las fisuras. A continuación se sellarían éstas en superficie, seguidamente se inyectarían. El proceso debe repetirse tanto en las losas como en los muros afectados.

Gracias a este tratamiento se podría evitar posibles problemas generados por la acción del medioambiente, ataques físicos, químicos o cualquier otro proceso de deterioro durante su ciclo de vida.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- [1] AICEQUIP, (2009), *“Proyecto Básico y de Ejecución del nuevo edificio para el Instituto de Ciencia y Tecnología del hormigón (ICITECH) en el Campus de Vera de la Universidad Politécnica de Valencia.”*, Valencia, España.
- [2] AICEQUIP, (2013), *“Informe Fisuras Edificio ICITECH, UPV”*, Valencia, España.
- [3] CALAVERA, J, (1996), *“Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”*, INTEMAC, Madrid, España.
- [4] CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, (2014), *“CSI Analysis Reference Manual. De carácter oficial”*, Berkeley, California.
- [5] CTE_DB-SE, (2010), *“Documento Básico Seguridad Estructural”*, Ministerio de Fomento Gobierno de España, Madrid, España, 39pp.
- [6] CTE_DB-SE-AE, (2010), *“Documento Básico Seguridad Estructural-Acciones en la edificación”*, Ministerio de Fomento Gobierno de España, Madrid, España, 42pp.
- [7] CTE_DB-SE-C, (2010), *“Documento Básico Seguridad Estructural- Cimientos”*, Ministerio de Fomento Gobierno de España, Madrid, España, 160 pp.
- [8] COPELAND, L.E., KANTRO, D.L., and VERBECK, G.J. , (1960), *“Chemistry of Hydration of Portland Cement”*, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Washington, D.C., U.S.A.
- [9] DELIVES LINIERS, ADOLFO, (1993), *“Tecnología y propiedades mecánicas del Hormigón”*, INTEMAC, Madrid, España.
- [10] EC0 EN-1990, (2013), *“Base para el cálculo de estructuras”*, Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid, España, 82 pp.
- [11] EC2 EN-1992-1-1, (2013), *“Proyecto de estructuras de hormigón”*, Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid, España, 225pp.
- [12] EHE-08, (2010), *“Instrucción de hormigón estructural”*, Ministerio de Fomento Gobierno de España, Madrid, 702pp.
- [13] NAVARRO GREGORI, JUAN, (2009), *“Modelización de elementos lineales de hormigón armado incluyendo el efecto del esfuerzo cortante”*, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de P.I.C., Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- [14] PEDOJA INGOLD, EDUARDO DELFINO, (2007), *“Análisis no lineal de losas sin vigas de hormigón armado y pretensado. Modelo general y experimentación numérica”*, Universidad de Navarra, San Sebastián, España.