



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



ANÁLISIS DE LA FISURACIÓN NO LINEAL EN PUENTES PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL SOFTWARE OOFEM

Trabajo realizado por:
Carlos Delgado Cubillo

Dirigido:
Javier Sánchez Haro
Guillermo Capellán Miguel

Titulación:
**Máster Universitario en
Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos**

Santander, Julio de 2022

TRABAJO FIN DE MASTER

RESUMEN

TRABAJO FIN DE MÁSTER DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Título: Análisis no lineal de la fisuración en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM

Convocatoria: Julio 2022.

Autor: Carlos Delgado Cubillo

Palabras clave: tension stiffening, fisuración, hormigón armado, pórtico, análisis no lineal, OOFEM

Directores: Guillermo Capellán Miguel y Javier Sánchez Haro.

Este trabajo fin de máster está encuadrado dentro de la Cátedra Arenas de la Universidad de Cantabria en colaboración con Arenas y Asociados.

RESUMEN

Tradicionalmente, los puentes pórtico o los marcos de hormigón armado, y en general las estructuras de este material, se han calculado a estado límite último (ULS) despreciando cualquier resistencia a tracción del hormigón, dimensionando las secciones del lado de la seguridad. De unos años a esta parte, han ido apareciendo numerosos estudios sobre el posible aprovechamiento de la resistencia a tracción del hormigón aun cuando está fisurado produciendo relevantes cambios en el cálculo a estado límite de servicio (SLS) y numerosas normativas incorporaron formulación acerca de ello.

El objetivo de este estudio no es otro que evaluar y cuantificar ese margen que se está despreciando cuando no tenemos en cuenta la colaboración del hormigón tras la fisuración, comparando 4 secciones (con la misma geometría, solo modificando la ley tensión deformación del hormigón) por caso: sección bruta, sección donde se desprecia por completo la resistencia a tracción del hormigón, sección donde se tiene en cuenta la rama lineal hasta alcanzar la resistencia a tracción y por último, sección con la colaboración del hormigón a tracción teniendo en cuenta el fenómeno de estudio: el concepto de “tension stiffening” (TS). De este modo se podrían detectar posibles amenazas en estructuras existentes debido a un dimensionamiento inadecuado o conseguir ahorrar material en zonas sobredimensionadas para proyectos venideros.

Para afrontarlo, se analizan una serie de casos y se revisa la amplia bibliografía en cuanto a la modelización de la fisuración en el hormigón, por ser éste altamente no lineal en su comportamiento a tracción. El análisis se lleva a cabo mediante un

software de código libre de la Universidad Técnica Checa de Praga llamado OOFEM en el que se comprueba la influencia de distintos parámetros en la respuesta de la estructura frente a una carga puntual en centro de luz del dintel del pórtico. En los modelos de análisis se tiene en cuenta la colaboración del hormigón a tracción entre fisuras conocida como tension stiffening, fenómeno de estudio en este trabajo fin de máster.

Como conclusiones, y a modo de resumen se obtiene que el no tener en cuenta la colaboración del hormigón a tracción en un cálculo en servicio, produce una sobreestimación de las flechas de hasta en un 300% y una rigidización del dintel de tal forma que los negativos aumentan en un 65% y el positivo se reduce en un 12%, por lo que la integridad de la estructura puede verse gravemente afectada debido a un mal armado en el nudo al tiempo que podría producirse un ahorro de material en la zona de centro de vano. Las longitudes de negativo y positivo también se ven alteradas, y pueden cambiar hasta en un 15 % (del total de la longitud del dintel), implicando ciertos cambios en la disposición de la armadura y su anclaje. Además, la colaboración del hormigón ayuda al acero, descargándolo, de tal forma que la tensión se reduce en más de un 50% para la cuantía del 2%.

Acerca de la utilización del programa OOFEM, se puede concluir que la discretización de la sección en capas y el material que tiene en cuenta la no linealidad de la fisuración del hormigón devuelven resultados coherentes y competitivos pero deben ser contrastados con otro software comercial. Al ser un software de código libre, presenta algunos fallos de código que debe ser depurado al tiempo que su ausencia de interfaz gráfica en la entrada y salida de datos provoca una demora del tiempo de análisis que le resta atractivo.

Como líneas futuras de investigación se propone el contrastar los resultados de OOFEM con una serie de campañas experimentales además de con otro software de elementos finitos más comercial. También una posible comparación con lo recogido en la norma española acerca del fenómeno de la colaboración a tracción sería interesante.

ABSTRACT

FINAL THESIS OF MASTERS DEGREE IN CIVIL ENGINEERING

Title: Non-linear analysis of concrete cracking in reinforced concrete portal frames using OOFEM software

Call: July 2022.

Author: Carlos Delgado Cubillo

Keywords: tension stiffening, concrete cracking, reinforced concrete, rigid frame, portal frame, nonlinear analysis, OOFEM

Directors: Guillermo Capellán Miguel y Javier Sánchez Haro.

This master's thesis is part of the *Cátedra Arena* from the University of Cantabria in collaboration with *Arenas y Asociados*.

ABSTRACT

Traditionally, the concrete frames and in general, the concrete structures have been designed neglecting the tensile strength of concrete . However, since 70s, several studies have emerged introducing the tensile behaviour of reinforced concrete in terms of load-deflection and a few years later, some design codes came up with a set of recommendations for service load level.

The main scope of this document is to evaluate the difference in terms of bending moment, stresses and deflections when tensile contribution of concrete after cracking is taken into account or it is totally or partially neglected. For that purpose, 4 different sections per each case are designed (keeping the same cross section, only modifying the constitutive law of concrete): gross section, cracked section but concrete has zero tensile strength resistance, cracked section but we account for the linear branch of tensile strength and cracked section considering tension stiffening (TS). In this way, some threatens of existent structures (designed with old codes or neglecting the tensile behaviour of concrete) could be noticed or substantial quantities of steel could be saved for future projects.

In order to achieve that, along this document, a series of cases are analysed in terms of concrete cracking, due to the nonlinear response of this material when it is submitted to tension forces. Also, a large review of the existent bibliography is carried out as a State of Art.

The analysis is done using a free-code software called OOFEM, developed at the Czech Technical University of Prague, in which the influence of several parameters on the structural behaviour are checked. In these models, the concrete collaboration between cracks is taken into account by modifying the constitutive law of concrete in tension. In this way, the tension stiffening effect, which is the matter of study of this Master's degree in Civil Engineering thesis, is considered.

As some remarkable conclusions, when the steel ratio is analysed, neglecting the tensile contribution of concrete produces an overestimation of the deflection up to 300% at the same time that a global stiffening is achieved with a 65% more of negative bending moment and 12% less of positive moment. This situation could lead to a fatal failure near to the joint because there is not enough reinforcement, combined with a small saving of steel at midspan. Also, in terms of reinforcement length and anchorage variations up to 15 % (of the total beam length) are reached.

About the use of the OOFEM software, the layered model and the material model taking into account the capacity of concrete of carrying tensile stresses after cracking give competitive results but they should be checked with some other commercial and more extended softwares. The fact of being a free-code, non-commercial software, without a graphic interface for input or output and some bugs makes it a tough tool with high analysis times that tarnishes the many possibilities that it offers as the parametrization.

As future lines of research, it is proposed to contrast the OOFEM results with a series of experimental campaigns as well as with other commercial finite element software. A possible comparison with the Spanish standard on the phenomenon of the tensile collaboration of concrete would also be interesting.

Agradecimientos

Quiero aprovechar estas líneas para transmitir mi más profundo agradecimiento a todas aquellas personas que me han acompañado durante estos años de universidad que sin duda recordaré con alegría y nostalgia.

En primer lugar a mi familia: a mis padres por haberme proporcionado todo lo que necesitaba para formarme tanto como ingeniero pero aún más importante como persona y apoyarme en todo momento; y a mi hermano mayor, Pablo, por cuidarme, ser mi ejemplo a seguir y darme consejo pese a la distancia.

En segundo lugar, a la cátedra Arenas y Asociados por la oportunidad de afrontar un tema tan interesante como este bajo la dirección de una ingeniería puntera en el diseño de estructuras.

También quería agradecer a todos mis amigos de Valladolid, por acompañarme y seguir haciéndolo desde el inicio de este duro camino de la ingeniería; a los amigos del Torres Quevedo y compañeros de la Escuela de Caminos por todos los buenos momentos que hemos vivido en Santander y los que están por venir.

Por último quería agradecerte a ti Andrea, tu apoyo, paciencia y comprensión durante todo este tiempo que me ha llevado el proyecto.

Gracias a todos. Gracias, Santander.

Índice

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVO DEL TRABAJO.....	1
1.2	ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO.....	1
1.3	METODOLOGÍA.....	2
2	ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTO TEÓRICO	8
2.1	EL HORMIGÓN	8
2.2	LA FISURACIÓN.....	9
2.2.1	Fases de la fisuración.....	14
2.2.2	Adherencia y clases de fisura	15
2.2.3	Modelos de fisuración	17
2.3	TENSION STIFFENING.....	18
2.3.1	Introducción al fenómeno.....	19
2.3.2	Base teórica.....	22
2.3.3	Distintas aproximaciones del tension stiffening.....	25
2.3.4	Recopilación de conclusiones.....	26
2.3.5	Influencia de la retracción	28
2.3.6	Tension Stiffening negativo	29
2.3.7	Influencia de la corrosión	30
2.3.8	Tension Stiffening a largo plazo.....	31
3	UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA OOFEM	32
3.1	EXPLICACIÓN INPUT.....	34
3.2	EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS	40
3.3	EXPLICACIÓN DEL OUTPUT	46
4	PROCESO DE COMPRESIÓN DEL PROGRAMA Y CALIBRACIÓN DEL MODELO MEDIANTE MÉNSULA.....	50



4.1	CASO VOLADIZO, MATERIAL HOMOGÉNEO	50
4.2	CASO VOLADIZO, MATERIAL HETEROGÉNEO (FIBRAS).....	52
4.3	CASO VOLADIZO, MATERIAL HETEROGÉNEO (FIBRAS FISURADAS)	57
4.3.1	Caso lineal	62
4.3.2	Caso no lineal	64
4.4	ISOTROPIC DAMAGE MODEL FOR TENSILE FAILURE – IDM1	87
5	LECTURA DE LOS RESULTADOS EN EXCEL	102
6	CASUÍSTICA	106
6.1	CASO I. VARIACIÓN DEL RATIO DE ARMADO	108
6.2	CASO II. COMPARACIÓN DE APOYOS	124
6.3	CASO III. DISTINTOS HORMIGONES	125
7	CONCLUSIONES.....	128
8	BIBLIOGRAFÍA.....	132

Índice de figuras

Figura 1	Ejemplo de archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.	2
Figura 2	Capturas de pantalla del libro Excel con botones asignados a macros y los gráficos que se generan. Fuente: Elaboración propia.	3
Figura 3	Logo del software Rhino y su extensión paramétrica. Fuente: blog.rhino3d.com	4
Figura 4	Vista simultánea de la geometría modelada en Rhino (izq.) y del código de Grasshopper (dcha.) Fuente: elab. propia.....	4
Figura 5	Lista de parámetros a elección del usuario en el archivo de Grasshopper. Fuente: elab. propia	5
Figura 6	Parte central del archivo de Grasshopper donde se realizan todos los procesos de cálculo. Fuente: elab. Propia.....	6
Figura 7	Parte tres del archivo de Grasshopper correspondiente a la ordenación por secciones. Fuente: elab. Propia.....	6



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 8 Parte final del proceso de Grasshopper donde se genera el archivo de texto. Imagen inferior con detalle de material y secc. transve. Fuente: elab. Propia 7

Figura 9 Imágenes de la patente de hormigón pretensado de Eugéne Freyssinet. Fuente: [2] 8

Figura 10 Resistencia a tracción vs desplazamiento en la apertura de fisura para 3 contenidos de fibras de acero dispuestas perpendiculares a la dirección de hormigonado. La línea roja muestra la media de los experimentos. Fuente: L.A.C. Borges et al.[5]..... 9

Figura 11 Fisuras provocadas por la flexión de la viga. Fuente: Calderón, Enrique [6] 10

Figura 12 Expresión de la inercia efectiva de una sección fisurada. Fuente: Branson [11] 11

Figura 13 Expresión adaptada de Branson en la EHE-08. Fuente: Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08 [9] 12

Figura 14 Situación de un elemento de hormigón armado sometido a momento constante cuando fisura. Fuente: J. Calavera [16] 13

Figura 15 Diagrama de inercias debido a la fisuración. Fuente: Arroyo, JC [19]..... 13

Figura 16 Comportamiento teórico de un elemento sometido a tracción. El área rayada representa la contribución del hormigón a tracción que más adelante se desarrolla como tension stiffening. Fuente: Jiménez Montoya [7] (sup izq.) Choi, C.K et al [20](sup dcha) y Leondhart [8](inferior)..... 14

Figura 17 Desarrollo de fisuras en función de la tensión en el acero y el espaciamiento entre fisuras para 2 cuantías de armado B400S, una alta y otra baja. Fuente: Leondhart [8] 15

Figura 18 Distribución de la tensión de adherencia y equilibrio seccional. Fuente: J. Calavera [16] 16

Figura 19 Fisuras secundarias debido a la adherencia basadas en los estudios del profesor Goto [43] . Fuente: Leondhart..... 16

Figura 20 Distribución de la tensión de adherencia en una viga biapoyada de hormigón armado tras un análisis numérico. Fuente: V. Cervenka et al.[21]..... 17

Figura 21 Distribución de la tensión en el hormigón después de la fisuración. Fuente: Choi et al. [20]..... 19

Figura 22 Ecuación de la tensión del hormigón en fisuración y expresiones de los parámetros. Fuente: C-K Choi et al [20] 20



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 23 Distintas posibilidades de asumir el comportamiento de la tensión en tracción del hormigón respecto a la abertura de fisura (izq) y resultado de un ensayo de Evans y Marathe 1968 (dcha). Fuente: Hillerborg [45] 21

Figura 24 Curva softening del hormigón y relación tensión deformación del HA normalizada. Fuente: Xu et al [15] 21

Figura 25 Diagrama tensión-deformación en tracción del hormigón bilineal. Fuente: Bažant et al. [26]..... 21

Figura 26 Diagramas explicativos del comportamiento deformacional de los elementos de HA en fisuración. Fuente: J. Calavera [16] 22

Figura 27 Diagrama tensión deformación del comportamiento de la armadura de tracción frente a la fisuración. Fuente: J. Calavera [16] 23

Figura 28 Comparación del modelo vs distintas cuantías de armadura siguiendo la formulación del Eurocódigo. Fuente: Kaklauskas [40] 25

Figura 29 La normativa española tiene en cuenta el tension stiffening a través de la reducción de la deformación media de las armaduras. Fuente: EHE [9] 25

Figura 30 Tension softening del hormigón en función de la resistencia del hormigón utilizado. Fuente: Kaklauskas..... 27

Figura 31 Comparación del comportamiento en tracción de dos secciones de hormigón armado con distinta cuantía antes y después de desprejar el efecto de la retracción. Fuente: Kaklauskas [40] 28

Figura 32 Efecto de la retracción en la respuesta de carga del elemento. Fuente: izq.: Bischoff y Fields; dcha.: Zanuy et al. 29

Figura 33 Ley de tensión deformación teórica (izq) vs experimental y modelo de Zanuy (dcha). Fuente: Zanuy et al.[42] 29

Figura 34 Ley momento-deformación señalando los dos fenómenos: positivo y negativo. Fuente: Navarro et al. [52] 30

Figura 35 Influencia de la corrosión en el comportamiento. Fuente: Avadh et al. [39]. 30

Figura 36. Explicación archivo input OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 34

Figura 37. Explicación archivo input OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 35

Figura 38. Explicación archivo input OOFEM. Sección 5. Fuente: Elaboración propia. 35

Figura 39. Explicación archivo input OOFEM. Secciones 7 y 8. Fuente: Elaboración propia. 36



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 40. Explicación archivo input OOFEM. Sección 9. Fuente: Elaboración propia.	36
Figura 41. Explicación archivo input OOFEM. Sección 10. Fuente: Elaboración propia.	37
Figura 42. Explicación archivo input OOFEM. Sección 11. Material para el hormigón. Fuente: Elaboración propia.....	37
Figura 43. Explicación archivo input OOFEM. Sección 11. Material para el acero. Fuente: Elaboración propia.....	38
Figura 44. Explicación archivo input OOFEM. Sección 13. Condiciones de contorno. Apoyo. Fuente: Elaboración propia.....	38
Figura 45. Explicación archivo input OOFEM. Sección 13. Condiciones de contorno. Carga puntual. Fuente: Elaboración propia.	39
Figura 46. Explicación archivo input OOFEM. Sección 15. Funciones de tiempo. Fuente: Elaboración propia.....	39
Figura 47. Explicación archivo input OOFEM. Sección 16. Conjuntos. Fuente: Elaboración propia.....	39
Figura 48. Modelización de la viga voladizo del caso de ejemplo en Rhino. Fuente: Elaboración propia.....	40
Figura 49. Representación en AutoCAD de la sección transversal modelizada en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.....	40
Figura 50. Captura del explorador de archivos donde aparecen los necesarios para ejecutar el OOFEM. Fuente: Elaboración propia.	41
Figura 51. Captura del símbolo del Sistema de Windows enlazado a una carpeta. Fuente: Elaboración propia.....	41
Figura 52. Captura de pantalla de la consola de Windows con el mensaje explicativo de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.....	41
Figura 53. Captura de pantalla de la consola una vez OOFEM ejecuta el análisis. Fuente: Elaboración propia.....	42
Figura 54. Captura de pantalla de la consola una vez ejecutado el análisis satisfactoriamente y del explorador de archivos con el fichero de salida generado automáticamente por OOFEM. Fuente: Elaboración propia.	43
Figura 55. Captura de pantalla de la consola una vez OOFEM ejecuta el análisis. Fuente: Elaboración propia.....	43



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 56. Captura de pantalla de la consola de Windows una vez ejecutado el análisis con un aviso de equilibrio local no alcanzado. Fuente: Elaboración propia. 44

Figura 57. Error por mala sintaxis o formato en OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 44

Figura 58. Archivo de salida de error por fallo de equilibrio. Fuente: Elaboración propia. 45

Figura 59. Error al introducir las variables que controlan la fisuración. Fuente: Elaboración propia. 45

Figura 60. Captura de pantalla del archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 46

Figura 61. Zoom de resultados de esfuerzos en la viga de OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 47

Figura 62. Zoom del informe de capas en la viga de OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 49

Figura 63 Archivo de entrada voladizo sección homogénea. Fuente: elab. propia 50

Figura 64 Resultados de OOFEM y contraste en Excel analíticamente. Fuente: elab. propia 50

Figura 65. Archivo de entrada viga biapoyada. Fuente: elab. propia. 51

Figura 66. Salida de resultados de movimientos en OOFEM y comprobación en Excel. Fuente: Elab. propia. 51

Figura 67. Salida de resultados de esfuerzos y reacciones en OOFEM. Fuente: Elab. propia. 52

Figura 68 Modelo de una sección en capas. Fuente: izq. Kaklausas y Gribniak [56] ; dcha. Iglesias C.[54] 52

Figura 69. Esquema de los distintos tipos de secciones transversales que soporta OOFEM. Fuente: oofem.org.[57] 53

Figura 70. Sección transversal bruta de hormigón. Fuente: AutoCAD y elaboración propia. 53

Figura 71. Salida de resultados de movimientos y reacciones en OOFEM y comprobación en Excel. Fuente: Elaboración propia. 54

Figura 72. Salida de resultados de deformaciones y tensiones en OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 55

Figura 73. Cálculo de calibración en Excel. Fuente: Elaboración propia. 56

Figura 74. Cálculo de Calibración en Excel con Navier. Fuente: Elaboración propia...	56
Figura 75 Sección transversal de hormigón armado que entiende OOFEM. Fuente: elab. propia.....	57
Figura 76. Extracto del manual de materiales de OOFEM. Fuente: oofem.org [58]	58
Figura 77. Parámetros que admitía el material según el manual. Fuente: oofem.org [58]	58
Figura 78. Gráficos correspondientes al comportamiento del acero. Plástico perfecto. Fuente: Elab. propia.....	58
Figura 79. Gráficos correspondientes al comportamiento del acero. Hardening. Fuente: Elab. propia.....	59
Figura 80 Ajuste del módulo de deformación de la rama endurecida del acero. Fuente: elab. Propia.....	59
Figura 81 Ajuste de la rama de endurecimiento del acero. Fuente: elab. propia.....	60
Figura 82. Esquema del caso voladizo y su sección transversal con fibras de acero incorporadas. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura 83. Extracto del input de OOFEM donde se ven los 2 materiales y sus propiedades. Fuente: Elaboración propia.	61
Figura 84. Extracto del input de OOFEM donde se ven los 2 materiales y sus propiedades. Fuente: Elaboración propia.	61
Figura 85. Comparación de giro y flecha entre resultado de OOFEM y lo obtenido con Excel. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura 86. Resultados de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura 87. Calculadora de tensiones en Excel. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura 88. Gráfico explicativo del significado físico de los puntos de integración o Gauss Points. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura 89. Extracto de resultados para un momento superior al de fisuración. Fuente: Elaboración propia.....	65
Figura 90 Deformaciones, tensiones y momento para una determinada sección fisurada en Excel. Fuente: elab. propia	66
Figura 91 Comprobación de la formulación de la EHE para inercia equivalente. Fuente: elab. propia	67



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 92. Ley de daño exponencial de los resultados de Excel vs la ley del manual.
Fuente: oofem.org y elaboración propia..... 68

Figura 93. Gráfico comparativo entre ley lineal y exponencial transparentado. Fuente:
oofem.org y elaboración propia..... 70

Figura 94. Gráfico formado con los resultados de Excel para una ley de daño lineal.
Fuente: oofem.org y elaboración propia..... 70

Figura 95 Resistencia media a tracción para hormigones convencionales. Fuente: EHE-
08 71

Figura 96 Diagrama modelando el comportamiento del hormigón en tracción mediante
 α_1 y α_2 . Fuente: Torres Llinás. et al [59] 72

Figura 97 Influencia de diversos factores en la obtención de α_2 . Fuente: Torres Ll. et al
[59] 73

Figura 98 Expresión de α_2 . Fuente: Torres Ll et al.[59]..... 73

Figura 99 Expresión de α_2 . Fuente: Gribniak [1] 73

Figura 100 Relación entre el ratio de armadura y el parámetro α_2 . Fuente: Kaklauskas
et al. [28]..... 74

Figura 101. Cálculo de la fibra neutra por semejanza partiendo de la deformación de las
fibras extremas y el canto. Fuente: Elaboración propia..... 75

Figura 102. Deformaciones, tensiones y daño de la sección analizada en OOFEM.
Fuente: Elaboración propia..... 75

Figura 103. Contraste realizado en Excel a través de conocer la ley de daño y las
deformaciones de las fibras extremas. Fuente: Elaboración propia. 76

Figura 104. Calculadora de Inercia en Excel teniendo en cuenta el daño. Fuente:
Elaboración propia..... 76

Figura 105 Relación de inercia fisurada respecto a la bruta en función de armadura
simétrica o no. Fuente: C.H Martins 2008..... 77

Figura 106. Resultado de la flecha en OOFEM. Fuente: Elaboración propia. 77

Figura 107. Elemento Beam2D y sus 6 grados de libertad. Fuente: oofem.org [61] (izq)
y Gilbert et al. [62] (dcha). 78

Figura 108. Comparativa entre elemento LIBeam2D y Beam2D en voladizo. Fuente:
Elaboración propia..... 79

Figura 109 Comparativa de resultados entre la formulación analítica y Robot. Fuente: Elaboración Propia	81
Figura 110. Diagrama de flectores y deformada del pórtico. Fuente: Elaboración propia.	81
Figura 111 Tabla de desplazamientos de los nudos del pórtico. Interesa el giro en RY en nodos 2 y 3. Simetría. Fuente: elab. propia	82
Figura 112. Comparación flecha en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.....	82
Figura 113. Comparación giro frente a número de elementos en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.....	83
Figura 114. Comparación flecha centro de luz frente a número de elementos y número de fibras LIBeam2D en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.....	83
Figura 115. Comparación flecha centro de luz frente a número de elementos y número de fibras LIBeam2D en elemento Beam2D vs Beam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.....	83
Figura 116. Comparativa del giro entre tipo de elementos añadiendo la variable n° de fibras en la sección LIBeam2D. Fuente: Elaboración propia.....	84
Figura 117. Comparativa giro entre tipo de elementos añadiendo la variable n° de fibras en la sección Beam2D. Fuente: Elaboración propia.....	84
Figura 118. Comparación en el caso de voladizo de 5 m. Fuente: Elaboración propia.	85
Figura 119. Comparativa del comportamiento de Beam2D en función de los puntos de integración. Fuente: Elaboración propia.....	86
Figura 120. Captura de los movimientos en el nodo de centro de luz del pórtico con 20 (izq.) y 10 (dcha.) fibras. Fuente: Elaboración propia.....	86
Figura 121. Diagrama tensión - deformación del hormigón en tracción. Fuente: Elaboración propia.....	91
Figura 122. Captura de resultados de OOFEM una vez volcados en libro Excel para su mejor visualización. Fuente: Elaboración propia.	92
Figura 123. Variable daño en la rama elástica. Fuente: Elaboración propia.	93
Figura 124. Obtención de las deformaciones elástica e inelástica para hallar el daño en la rama fisurada. Fuente: Elaboración propia.....	94

Figura 125. Captura de la información de la fibra más traccionada del archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.	95
Figura 126. Concepto de daño a distintos niveles de carga. Fuente: Elaboración propia.	95
Figura 127. Distintos diagramas para modelizar el softening en el hormigón fisurado Fuente: OOFEM.org.	97
Figura 128 Pestañas de los Libros Excel utilizados para visualizar los resultados de OOFEM. Fuente: elab. propia	102
Figura 129 Casilla resaltada donde pegar el output de OOFEM y vista del output pegado en Excel. Fuente: elab. propia	102
Figura 130 Panel de botones presente en cada una de las 4 hojas con casos para realizar el post-procesamiento de los resultados. Fuente: elab. Propia	103
Figura 131 Tabla diseñada para extraer los caracteres de interés del output de OOFEM. Fuente: elab. Propia	103
Figura 132 Tensiones, deformaciones, movimientos y esfuerzos organizados en filas para posteriormente ser graficados. Fuente: Elab. Propia	103
Figura 133 Formulario nº 1 para cada hoja. Fuente: elab. propia	104
Figura 134 Gráficos realizados automáticamente a través del formulario 1. Fuente: elab. propia.....	104
Figura 135 Formulario de la hoja recopilatoria. Fuente: elab. propia	104
Figura 136 Ejemplo de resultados organizados que lanza el formulario recopilatorio. Puede apreciarse como en el FLECTOR SOPORTE se ha elegido la opción de todos los pasos, mientras que en los demás solo algunos están representados. Fuente: elab. propia	105
Figura 136 Ejemplos de realizaciones de puentes pórtico de hormigón para tráfico ferroviario. Fuente: izq. [67] y dcha [68].	106
Figura 137 Comparativa de leyes tensión deformación del hormigón en fisuración. Fuente: elab. Propia	107
Figura 138 Sección transversal del dintel que entienda OOFEM con una armadura simétrica del 3% en cada cara. Fuente: elab. Propia	108
Figura 139 Imagen del pórtico de estudio para la influencia de la cuantía de armado. Fuente: elab. propia Rhino-Grasshopper	108



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Figura 140 Leyenda de tipo de línea y marcador para cada cuantía. Fuente: elab. propia 109

Figura 141 Comparativa momentos flectores y ratio entre momento negativo en el nudo y positivo en centro de luz para sección bruta y TS. Fuente: elab. Propia 109

Figura 142 Comparación flector dintel entre TS, secc fis con tracción y secc. fis sin tracción. Fuente: elab. propia 110

Figura 143 Momentos flectores en el soporte para el caso de estudio $P = 2000$ kN. Fuente: elab. Propia 112

Figura 144 Análisis de tensiones en la armadura inferior y en la fibra de hormigón inferior. Tracciones positivas, compresiones negativas. 113

Figura 145 Tensiones en fibra superior de acero y hormigón a lo largo del pórtico para $P = 2000$ kN. Fuente: elab. propia 115

Figura 146 Comparación de tensiones a lo largo del pórtico en la armadura superior. SFST vs TS. Fuente: Elab. propia 115

Figura 147 Comparativa global de las 3 cuantías y los 4 casos por cuantía. Fuente: elab. propia 116

Figura 148 Comparativa sección bruta vs tension stiffening. Fuente: elab. propia..... 117

Figura 149 Comparativa entre secc. sin tracción, secc. con tracción y TS. Fuente: elab. propia 117

Figura 150 Tensión en la fibra inferior de hormigón para la carga de 4000 kN. Fuente: elab. propia 119

Figura 151 Comparativa de la tensión en la armadura inferior para SFCT y TS. Fuente: elab. Propia 119

Figura 152 Momento flecha de la sección centro de luz del pórtico de estudio. Fuente: elab. Propia 121

Figura 153 Distintas aproximaciones a la rama no lineal del comportamiento momento vs flecha. Fuente : elab. propia 122

Figura 154 Tensiones en la fibra superior de hormigón, historia de cargas. Fuente: elab. Propia..... 123

Figura 155 Flecha en el dintel desde $P = 2000$ kN hasta $P = 8000$ kN. Fuente: Elab. propia 123

Figura 156 Flector a lo largo del pórtico en dos situaciones: empotrado y articulado para una misma carga de 2000 kN. Fuente: elab. Propia 124



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado
utilizando el software OOFEM”

Figura 157 Diagrama tensión deformación del hormigón a tracción para los 2 hormigones y los dos casos de fisuración (SFCT y TS). Fuente: elab. propia.....	126
Figura 158 Flectores a lo largo del pórtico para los dos hormigones y dos casos SFCT y TS. Fuente: elab. propia.....	126
Figura 159 Flecha en el dintel para los distintos hormigones	127
Figura 160 Ejemplo de errores que devuelve OOFEM. Destacar que se producen en la sección que no tiene en cuenta ninguna resistencia a tracción del hormigón (azul). Fuente: elab. propia	128
Figura 161 Tren de cargas LM-71. Fuente: Eurocódigo	131



1 INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVO DEL TRABAJO

Tradicionalmente, los puentes pórtico o los marcos de hormigón armado, y en general las estructuras de este material, se han calculado a estado límite último (ULS) despreciando cualquier resistencia a tracción del hormigón, dimensionando las secciones del lado de la seguridad. Desde unos años a esta parte, han ido apareciendo numerosos estudios sobre el posible aprovechamiento de la resistencia a tracción del hormigón aun cuando está fisurado produciendo relevantes cambios en el cálculo a estado límite de servicio (SLS).

El objetivo del trabajo no es otro que evaluar y cuantificar el margen que se está despreciando cuando no tenemos en cuenta la colaboración del hormigón tras la fisuración, comparando 4 secciones (con la misma geometría, solo modificando la ley tensión deformación del hormigón) por caso: sección bruta, sección donde se desprecia por completo la resistencia a tracción del hormigón, sección donde se tiene en cuenta la rama lineal hasta alcanzar la resistencia a tracción y por último, sección con la colaboración del hormigón a tracción teniendo en cuenta el fenómeno de estudio: el concepto de “tension stiffening” (TS). De este modo se podrían detectar posibles amenazas en estructuras existentes debido a un dimensionamiento inadecuado o conseguir ahorrar material en zonas sobredimensionadas para proyectos venideros.

Además, se ha elegido para el análisis un software poco conocido, OOFEM, no comercial y de código libre, que posibilita la creación de un pequeño tutorial para el módulo que el autor ha creído conveniente para modelar la fisuración y se redactarán algunas conclusiones de su funcionamiento.

1.2 ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El documento comienza con esta pequeña introducción seguido de un estado del arte sobre el tema de la fisuración no lineal del hormigón. A continuación, se redactará una pequeña guía debido a la poca popularidad del software de elementos finitos utilizado: OOFEM. Además, se adjuntará un apartado de calibración del modelo para dar fiabilidad al programa. Posteriormente, se redactarán las condiciones del caso de estudio, se adjuntarán una serie de resultados y análisis, para finalizar el estudio con un apartado de conclusiones.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

1.3 METODOLOGÍA

OOFEM

Se ha utilizado un software de cálculo por Elementos Finitos, OOFEM, que solamente admite entrada por texto y no cuenta con una interfaz gráfica, ni para la entrada, edición o visualización de datos ni para la salida o representación de resultados, por lo que es útil redactar una pequeña guía explicativa de su funcionamiento básico y una más detallada del módulo estructural aplicado a nuestro caso de estudio de cara a facilitar la labor de futuras investigaciones.

La ventaja de OOFEM, es que es un programa de código abierto gratuito, por lo que no genera el típico problema de licencias que está presente en muchas oficinas técnicas.

Como se ha mencionado, el análisis y visualización de resultados puede convertirse en una tarea ardua y desesperante ya que se trata de un archivo de texto (.txt) sin ninguna posibilidad de interacción, sin índice, apartados o cualquier herramienta que se da por hecho en otros software con interfaces gráficas (Figura 1).

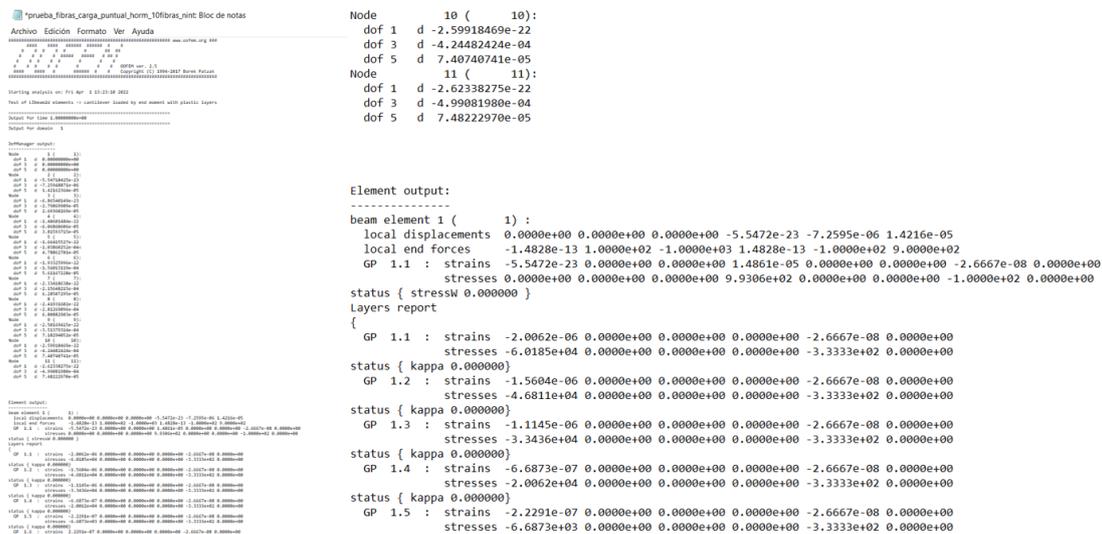


Figura 1 Ejemplo de archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

Debido a esta circunstancia, se han creado unas hojas de cálculo en Excel con extensas macros de programación VBA para conseguir un procesamiento de resultados adecuado, visual y ordenado como se puede vislumbrar en la siguiente figura:

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

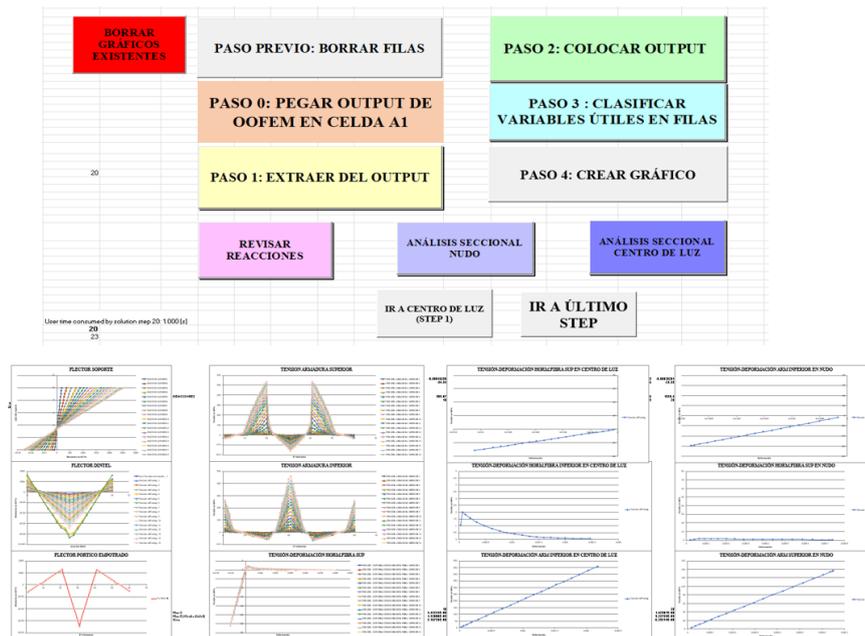


Figura 2 Capturas de pantalla del libro Excel con botones asignados a macros y los gráficos que se generan.
Fuente: Elaboración propia.

Conocida la condición de ausencia de interfaz gráfica y teniendo como única opción de entrada de inputs las cadenas de texto, se puede intuir que todo cambio en cualquier parámetro geométrico o resistente de la estructura supone una labor larga y tediosa de modificación en el archivo de entrada. Por ejemplo, si tenemos una viga biapoyada de 10 m, discretizada en 10 elementos de 1 m, y queremos cambiar la discretización a 20 elementos de 0.5 m, deberíamos reescribir todas las coordenadas de los nodos e introducir nuevos elementos, así como editar la línea general de conjuntos, suponiendo esto una gran cantidad de tiempo a la par que una inevitable fuente de errores.

Es decir, para el análisis e investigación de un caso, que conlleva ineludiblemente una comparación entre casos y diversas modificaciones en los parámetros, que es lo que nos ocupa en este trabajo fin de máster, la inversión de tiempo es enorme. Todos estos condicionantes me llevaron a pensar en una herramienta que permitiese afrontar el estudio con eficacia y fiabilidad. Esta herramienta es la parametrización. Para llevar a cabo esta tarea, he elegido el módulo Grasshopper perteneciente al software Rhino.

PARAMETRIZACIÓN GRASSHOPPER

Es cada vez más común en ingeniería realizar modelos paramétricos donde la inversión de tiempo y esfuerzo inicial es más grande que en uno convencional pero que resulta altamente rentable ante cualquier cambio o modificación durante el diseño. Los altos

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

ritmos de trabajo y la competencia global creciente presagian que el futuro en los despachos de ingeniería apunta hacia la parametrización total. Uno de los programas más utilizados es el mencionado Grasshopper con infinidad de posibilidades y extensiones compatibles con softwares de cálculo como Sofistik conformando una opción muy potente. Grasshopper, con una interfaz gráfica bastante curiosa basada en cajas y cables, nos permite obtener multitud de casos con apenas un par de clicks. Su funcionamiento se basa en funciones (cajas) que admiten una serie de inputs (cables de entrada) y devuelven una serie de outputs (cables de salida) después de realizar una determinada operación o proceso. Además, debido a que es un módulo asociado a Rhino, podemos visualizar en tiempo real la geometría que estamos generando paramétricamente, lo cual facilita la tarea de diseño.

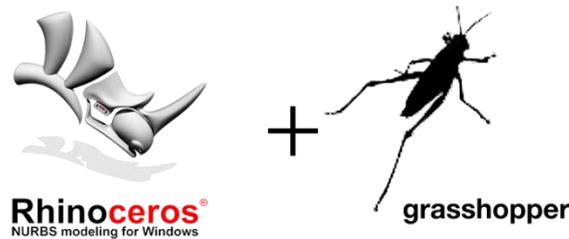


Figura 3 Logo del software Rhino y su extensión paramétrica. Fuente: blog.rhino3d.com

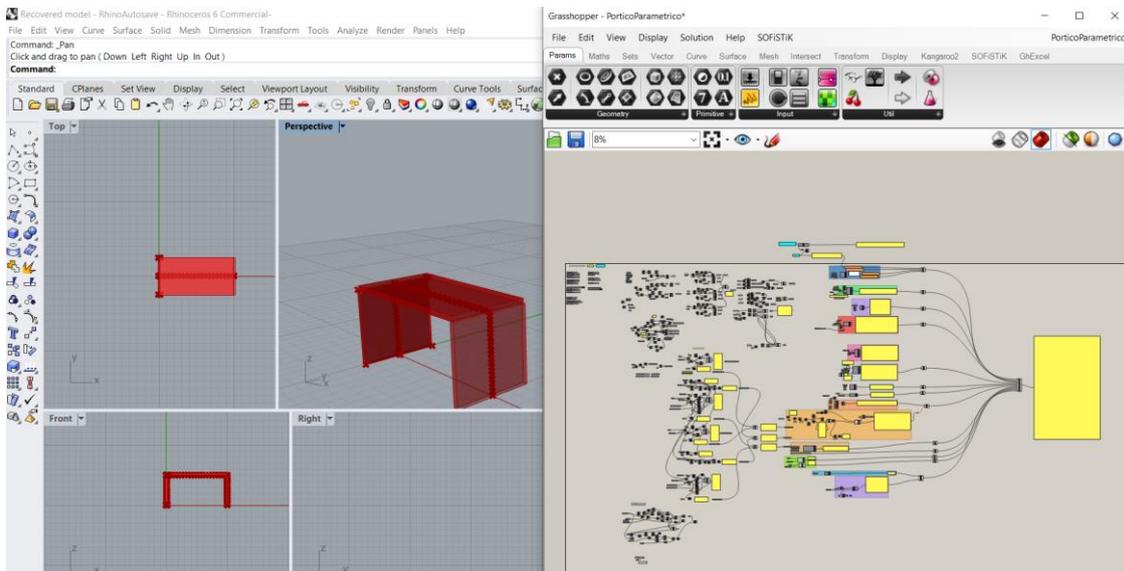


Figura 4 Vista simultánea de la geometría modelada en Rhino (izq.) y del código de Grasshopper (dcha.) Fuente: *elab. propia*

Para este estudio, no es el problema geométrico algo elevadamente complejo que justifique el uso de Grasshopper si no que es la naturaleza comparativa de la investigación



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

la que hace que se convierta en una herramienta que permite modificar la geometría, discretización o parámetros resistentes cuantas veces queramos estando siempre conectado a la generación de un fichero de texto que pueda procesar el software de cálculo OOFEM.

Se ha diseñado esta herramienta para poder parametrizar casi totalmente tanto la geometría del pórtico, como los materiales, sus capacidades mecánicas, la sección o las condiciones de contorno. En la Figura 5, bajo estas líneas, se muestran todos los parámetros que el usuario puede cambiar a su antojo para conformar el archivo de entrada al software de elementos finitos.

Parámetros iniciales NOMBRE DEL ARCHIVO DE SALIDA: Casol_t_stiff

GEOMETRÍA PÓRTICO	CARGA Y TOLERANCIA OOFEM
Luz del dintel (m) <input type="text" value="10"/>	Número de steps <input type="text" value="20"/>
Altura del soporte izq (m) <input type="text" value="5.497"/>	Paso de la carga (N) <input type="text" value="50000"/>
Altura del soporte dcho (m) <input type="text" value="5.497"/>	<input type="text" value="dividido por 10"/>
Anchura sección (m) <input type="text" value="5.00000"/>	Tolerancia fuerza (N) <input type="text" value="0.01"/>
Discretización: nº divisiones <input type="text" value="20"/>	Tolerancia desplaz. (mm) <input type="text" value="0.1"/>
	Máx nº iteraciones <input type="text" value="40"/>
GEOMETRÍA SECCIÓN	CONDICIÓN DE APOYO
Canto sección soporte (m) <input type="text" value="0.6667"/>	Pórtico simplemente apoyado --> <input checked="" type="checkbox"/> True
Canto sección dintel (m) <input type="text" value="0.6667"/>	PÓRTICO EMPOTRADO EN APOYOS --> <input type="checkbox"/> False
Nº fibras <input type="text" value="20"/>	
Recubrimiento en mm <input type="text" value="50"/>	LEY DAÑO
	Ley de daño lineal <input type="text" value=""/>
DISPOSICIÓN ARMADURAS	
Armadura simétrica --> True Armadura solo en tracción --> <input type="checkbox"/> False <input checked="" type="checkbox"/> True	
Fibras de armadura <input type="text" value="1"/>	
Porcentaje armadura soporte % <input type="text" value="1.50"/>	
<input type="text" value="en cada cara"/>	
Porcentaje armadura dintel % <input type="text" value="3.00"/>	
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	
E hormigón (MPa) <input type="text" value="30000"/>	
E acero (MPa) <input type="text" value="210000"/>	
Resist tracción hormigón (MPa) <input type="text" value="3.50"/>	
Resist rotura a tracción hormigón (MPa) <input type="text" value="35.00"/>	
Lím elástico acero (MPa) <input type="text" value="500"/>	
Hardening acero (% E lineal) <input type="text" value="10"/>	

Figura 5 Lista de parámetros a elección del usuario en el archivo de Grasshopper. Fuente: elab. propia

De esta forma, el usuario solamente tiene que elegir la geometría y parámetros resistentes de la estructura desde estos “sliders” (deslizables) y automáticamente Grasshopper nos

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

genera un archivo de texto preparado para ejecutar desde la consola de Windows. Del mismo modo también se puede elegir el valor del paso de la carga y el número de pasos (*steps*), así como valores de la tolerancia en términos de fuerza y desplazamiento. Destacar que se puede escoger la condición de apoyo del pórtico (empotrado o articulado) o si se dispone armadura simétrica mediante un controlador tipo boolean (verdadero/falso) y la ley de daño del hormigón (exponencial o lineal) con un desplegable.

El archivo de Grasshopper se puede dividir en 4 secciones:

1. Elección/Introducción de parámetros iniciales por parte del usuario.
2. Procesamiento de la información y cálculos.
3. Clasificación en secciones correspondientes al input de OOFEM.
4. Concatenación global de todas las secciones para crear el archivo de texto con el que surtir a OOFEM

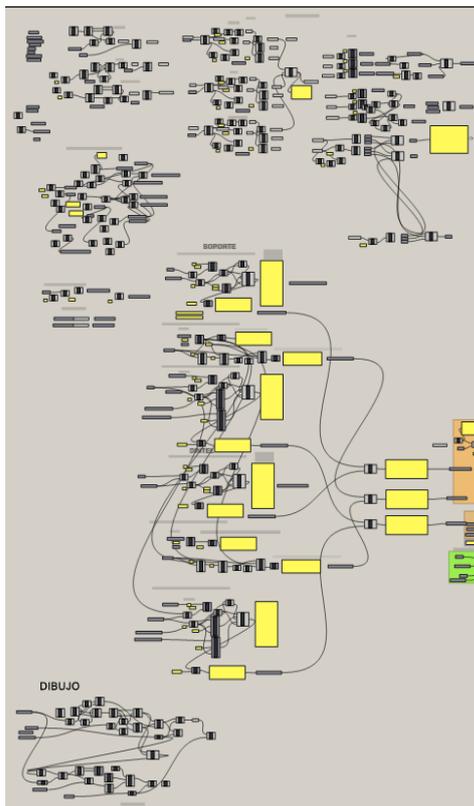


Figura 6 Parte central del archivo de Grasshopper donde se realizan todos los procesos de cálculo.
Fuente: elab. Propia

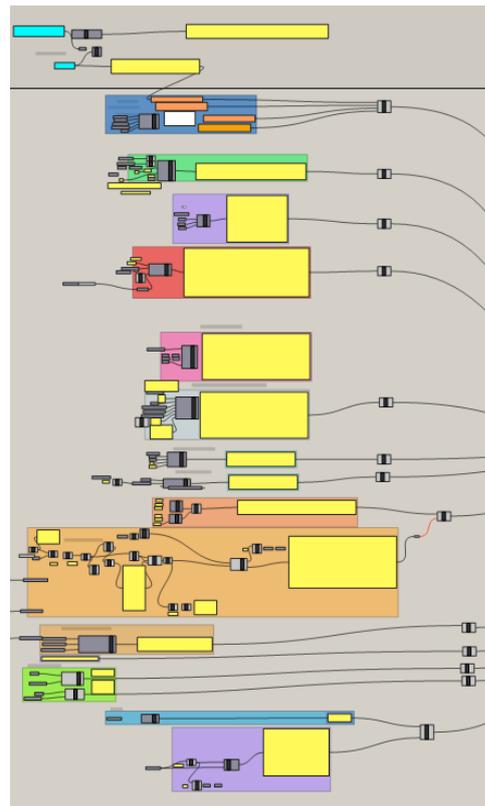


Figura 7 Parte tres del archivo de Grasshopper correspondiente a la ordenación por secciones. Fuente: elab. Propia

2 ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 EL HORMIGÓN

El hormigón es y ha sido desde la antigüedad en Egipto, Roma (*opus caementicium*), Grecia etc. uno de los materiales más utilizados para las construcciones civiles, dada su fácil fabricación con un proceso de elaboración sencillo y materias primas muy abundantes, pero siempre limitado a un claro carácter de soporte o pilar bajo compresión y condenado a un funcionamiento por masividad. Es un material compuesto resultante de la mezcla de un conglomerante (cemento), áridos finos, áridos gruesos, aditivos y agua que pertenece a la categoría de materiales cuasifrágiles. Debido a su propia naturaleza cohesiva, ofrece una baja resistencia a tracción convirtiéndose en un material relativamente débil y frágil bajo esta sollicitación, incapacitándolo por tanto para trabajar a flexión (por sí solo) para casi cualquier luz. Bien es sabido que la relación entre resistencias a compresión y tracción uniaxial es del orden de 10 [1] por lo que desde hace ya más de siglo y medio [2] se han ideado sistemas para paliar ese defecto de resistencia a las estructuras de hormigón. La más conocida y básica es la introducción de elementos de acero, armaduras, que lleven la tracción que el hormigón no puede soportar. En los inicios fueron barras lisas de acero, que pronto, tras aprender de varias realizaciones, se cambiaron por barras corrugadas pues aumentaba la adherencia entre acero y hormigón, condición fundamental para asegurar la compatibilidad de deformaciones y garantizar un funcionamiento adecuado de las estructuras. Más adelante, se fue un paso más allá, y en 1928, Freyssinet patentó el hormigón pretensado para construcciones civiles ideando unas barras de acero que serían sometidas a un tesado previo para posteriormente ser liberadas y convertir esa tracción en una compresión extra al hormigón de tal forma que la estructura partiese desde un estado precomprimido, regalándole un beneficioso margen frente a las sollicitaciones de tracción. [3]

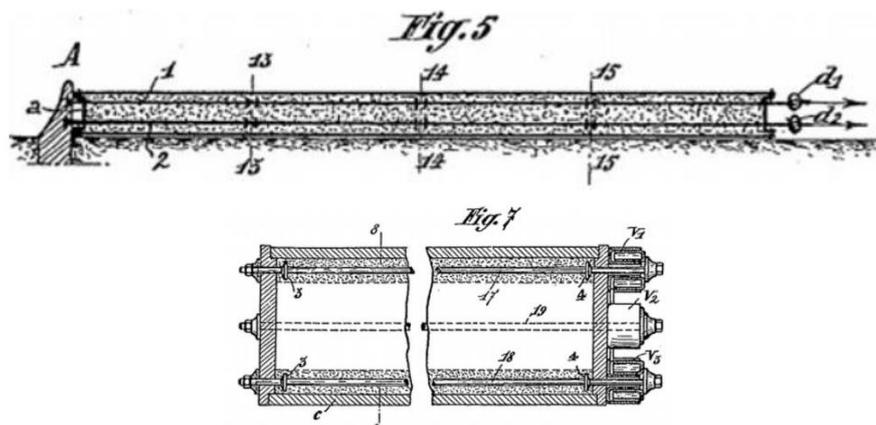


Figura 9 Imágenes de la patente de hormigón pretensado de Eugène Freyssinet. Fuente: [2]

Otras soluciones más modernas como el hormigón reforzado con fibras metálicas u orgánicas creando un material más homogéneo también mejoran el comportamiento a tracción y ayudan a controlar la fisuración como en Bijo MD y Sujatha Unnikrishnan [4] donde una adecuada dosificación de fibras de coco de 50 mm produce hasta un 16% de aumento de la resistencia a tracción o un incremento del 19% en la resistencia a flexión con fibras de polipropileno de 12 mm. Otros estudios como L.A. Cruz Borges et al. [5] reflejan también una gran mejoría en el comportamiento post-fisuración del hormigón reforzado por fibras. En la siguiente figura, se comprueba como para un desplazamiento en la abertura de fisura de 0.5 mm correspondiente a una situación de servicio según los autores, existe una cierta resistencia a tracción residual que se incrementa con el volumen de fibras. Importante resaltar que la resistencia a tracción no varía con el volumen de fibras. También se denota que para un desplazamiento correspondiente a estado límite último (2.5 mm) la inestabilidad es menor que en la situación de servicio y en términos de resistencia se reduce un 40%. Se estudiaron dos disposiciones de fibras: paralelas y perpendiculares respecto a la dirección de hormigonado, resultando mucho más resistentes las segundas.

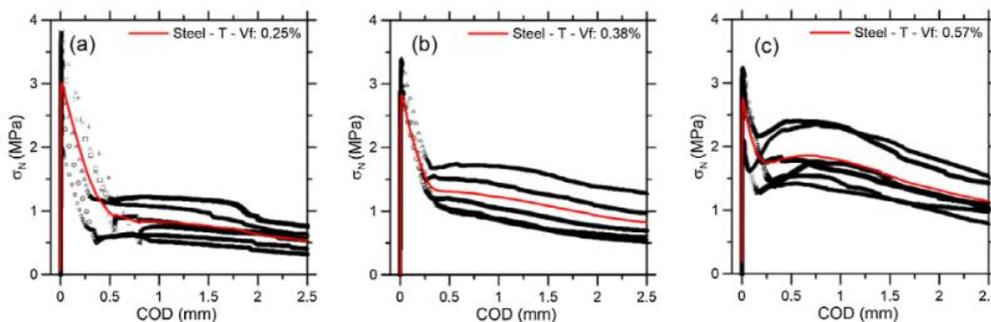


Figura 10 Resistencia a tracción vs desplazamiento en la apertura de fisura para 3 contenidos de fibras de acero dispuestas perpendiculares a la dirección de hormigonado. La línea roja muestra la media de los experimentos.
Fuente: L.A.C. Borges et al.[5]

Precisamente, este estudio sirve de introducción al fenómeno que se investiga en este trabajo de fin de máster: el análisis de la fisuración no lineal en pórticos de hormigón armado o, en otras palabras, la contribución del hormigón una vez fisurado.

2.2 LA FISURACIÓN

Lo primero que se debe mencionar es que existen distintos tipos de fisuras en el hormigón: las fisuras no estructurales o provocadas por acciones indirectas y las fisuras estructurales o provocadas por acciones directas (cargas).

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Las primeras están asociadas a características intrínsecas del material hormigón y relacionadas con la ejecución y la dosificación. Por ejemplo, las de retracción en el proceso de fraguado por una elevada dosificación de cemento, las provocadas por un asiento plástico (paralelas a las armaduras del paramento superior en losas), las debidas al aumento de volumen de las armaduras debido a la corrosión pudiendo convertirse en un proceso iterativo, a la retracción térmica, etc. Gran parte de estas fisuras se producen en una fase temprana y plástica del hormigón y resultan incontrolables por medio de armadura por lo que debe efectuarse su control a través de buenas prácticas constructivas. [6] [7]

Por otro lado, **las fisuras estructurales** debidas a una superación de la resistencia a tracción o a compresión del hormigón por acciones externas o deformaciones impuestas. Estas fisuras, van a aparecer casi inevitablemente en cualquier estructura sin suponer un perjuicio al correcto funcionamiento siempre y cuando se controlen. Lo más habitual es hacerlo, y así lo dictan las normativas, a través del cálculo de la abertura de fisura. Es primordial verificar que no se exceden ciertos límites para mantener la estructura dentro de unos criterios acordados de funcionalidad, estética y estanqueidad. Este documento se centrará en este segundo tipo.

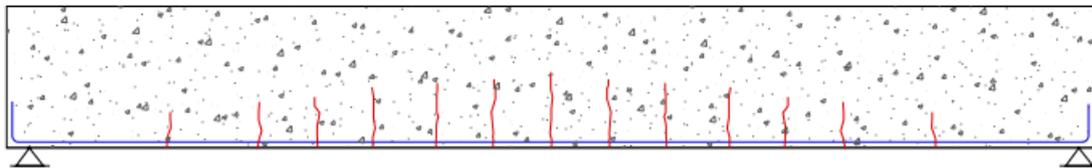


Figura 11 Fisuras provocadas por la flexión de la viga. Fuente: Calderón, Enrique [6]

Cuando una fibra de hormigón alcanza una tensión superior a su resistencia a tracción se produce la fisuración. En ese instante comienza a formarse una suerte de grieta que debemos controlar para no poner en riesgo la estructura. Como ya se ha mencionado, es inevitable su aparición y obligatorio su control como dicta el título del artículo de Leonhardt, 1977 [8]. Una fisura supone una posible entrada de agua, oxígeno y otros elementos del exterior que oxidan y corroen las armaduras creando graves problemas de integridad estructural. Además, las fisuras conllevan una pérdida de estética y provocan una cierta inquietud al usuario. Por ello, en las normativas se limita la abertura de fisura a unas décimas de milímetros, artículo 49.2.3 de la EHE-08 [9], en función de la clase de exposición, tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 o tabla 27.2 del Cap.7 del nuevo Código Estructural [10], derivada de numerosos estudios y se proponen fórmulas para predecirla en función de las características de la sección y su estado tensional. En ese artículo (49.2) también se dicta un umbral para controlar la aparición de fisuras por excesiva compresión:



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

limitar la tensión de compresión en el hormigón al 60% de su resistencia característica en situaciones persistentes o en la más desfavorable de las transitorias.

Bajo una carga ascendente, el número de fibras (acorde al material que se modelará en este documento) que se irán fisurando será creciente, es decir, la profundidad de la fisura irá ascendiendo desde la fibra inferior hacia la superior en el caso de, por ejemplo, una viga biapoyada debido al momento flector positivo que tracciona la parte inferior (Figura 11). Este fenómeno produce una pérdida de capacidad a la sección fisurada que provoca un cambio en la inercia y a su vez una pérdida de rigidez que debe ser cuantificada y controlada para asegurar la integridad de la estructura en servicio. Además de en la propia sección, también se irán produciendo fisuras separadas en el sentido longitudinal del elemento una cierta distancia s o s_m que se comenta más profundamente en el siguiente apartado.

La pérdida de rigidez provoca un cambio en la inercia que debe tenerse en cuenta para realizar un cálculo riguroso en servicio. Normalmente, los predimensionamientos de los programas de cálculo se ejecutan o bien con la inercia bruta o bien con una inercia fisurada que no tiene en cuenta los estados intermedios y puede dar lugar a infravalorar ciertas deformaciones o sobreestimar otros parámetros. Trabajos como el de Branson [11] o Bischoff [12] permiten calcular la inercia de la sección fisurada a partir de dos inercias conocidas: la inercia de la sección bruta I_g y la inercia homogeneizada de la sección totalmente fisurada I_{cr}^t . En la expresión habrá que introducir también el momento de fisuración M_{cr} y el momento máximo aplicado en la sección de la que se quiere calcular la inercia. El momento de fisuración de una sección se puede obtener a través de la ley de Navier, siendo y la distancia desde la fibra analizada hasta la fibra neutra:

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I_y} \quad \rightarrow \quad f_{ctm} = \frac{M_{fis} \times y}{I_b} \quad \rightarrow \quad M_{fis} = \frac{f_{ctm} \times I_b}{y}$$

$$I_{eff} = \left[\left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m \right] I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m \right] I_{cr}^t \quad (22)$$

Figura 12 Expresión de la inercia efectiva de una sección fisurada. Fuente: Branson [11]

Normativas como la EHE-08 en el artículo 50.2.2.2 *Cálculo de la flecha instantánea*, en su anejo 8: *Estado límite de servicio de fisuración*, la norma americana ACI 318 (2002) [13]o la norma canadiense CSA A23.3-04 [14] adoptan esta formulación como válida. La EHE adopta la potencia m como 3 siguiendo la recomendación de Branson: “esta expresión ($m=3$) se ha demostrado apropiada para determinar una inercia efectiva media



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

a lo largo de una viga de hormigón armado”. El exponente $m = 4$ ajusta mejor para elementos con una gran carga puntual, pero se obtiene una inercia equivalente a nivel de sección.

Para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se podrá usar, en cada etapa de la construcción, el siguiente método simplificado:

50.2.2.2 Cálculo de la flecha instantánea

1. Se define como momento de inercia equivalente de una sección el valor I_e dado por:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Figura 13 Expresión adaptada de Branson en la EHE-08. Fuente: Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08 [9]

En este documento se contrastará (ver apartado 4.3) la expresión con la obtenida a partir de la variable *daño* que gobierna la fisuración en el software de elementos finitos utilizados OOFEM.

Xu et al, [15] propuso una modificación basada en modelos empíricos y que permitía calcular la deformación efectiva de la armadura en la zona de tracción. François et al, fue algo más allá y calculó mediante un macro modelo de elementos finitos la media de las inercias homogeneizadas de las secciones fisuradas basadas en la longitud de transferencia necesaria para traspasar la tensión del acero al hormigón debido a la adherencia.

A continuación, se procede a recoger parte de la explicación de J. Calavera et al. [16] del fenómeno de la fisuración en el hormigón armado pues el autor considera que es clave para introducir y entender posteriormente el concepto de tension stiffening, naturalmente ligado a la fisuración. Otros trabajos como los de Alvarez Baleriola et al. [17]; Jimenez Montoya [7] o Torres Llinás [18] contienen desarrollos similares y de gran calidad.

Se supone una sección de hormigón armado sometida a un momento flector constante. En las secciones fisuradas como A-A, correspondientes al *Estado II* (formación de fisuras), la fibra neutra se eleva hacia la zona comprimida y la inercia alcanza un mínimo valor coincidente con la inercia fisurada donde se desprecia todo el hormigón por debajo de la fibra neutra, zona donde solo colaborarán las armaduras. Por el contrario en las zonas como B-B, correspondientes al *Estado I* (sin fisuras), la fibra neutra se encuentra en su posición inicial y la inercia encuentra su máximo, correspondiente con la sección homogeneizada sin fisurar.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

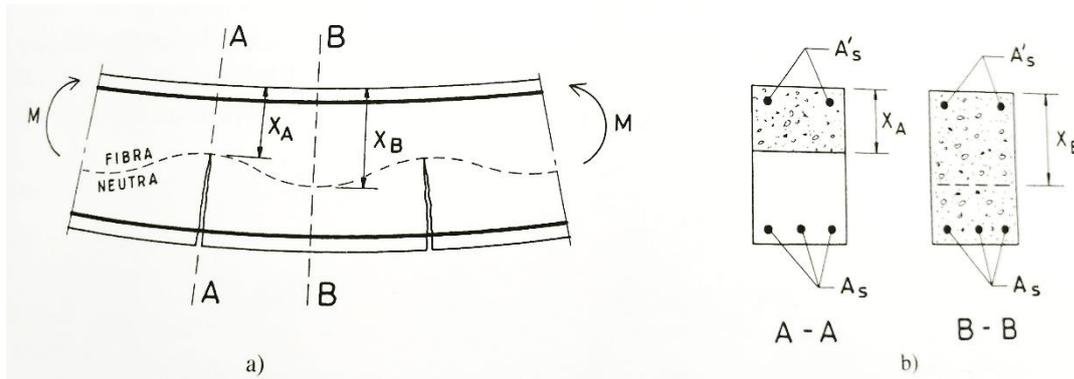


Figura 14 Situación de un elemento de hormigón armado sometido a momento constante cuando fisura. Fuente: J. Calavera [16]

En este punto es conveniente recordar, que cuando se tiene en cuenta la fisuración, en la práctica se trabaja con una inercia media equivalente, que estará entre la inercia bruta (máxima) y la fisurada (mínima), a lo largo del elemento pues la ley real de inercias irá acorde a la distribución de fisuras imposibilitando su cálculo como vemos de forma aproximada en la siguiente figura [19]:

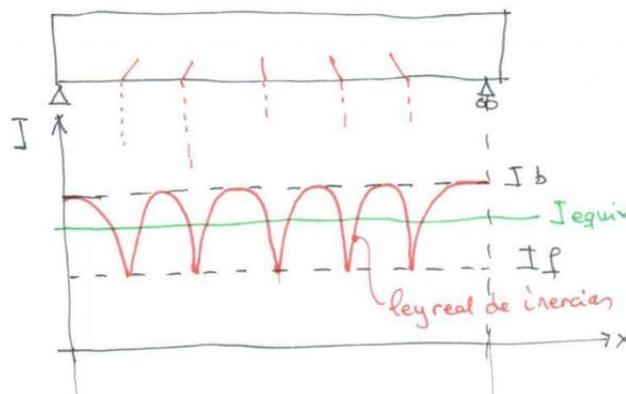


Figura 15 Diagrama de inercias debido a la fisuración. Fuente: Arroyo, JC [19]

El *Estado I* corresponde a la situación donde el hormigón y el acero colaboran conjuntamente y existe compatibilidad de deformaciones. El *estado II*, corresponde a la situación donde el acero absorbe totalmente las tensiones de tracción que el hormigón no es capaz de aguantar. Como se ve en la figura, la pendiente EA disminuye al pasar el área de la sección con hormigón $A_{nom} = b * h$ a solamente A_s , área del acero. Pero se observa que la rama de fisuración estabilizada difiere con la que seguiría en el *estado II* si solo colaborase el acero. Esa pequeña diferencia se atribuye a la colaboración del hormigón en tracción, es decir, al *tension stiffening*. Para cargas muy elevadas, (Figura 16) como se explica más adelante, la aportación del tension stiffening se reduce considerablemente.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

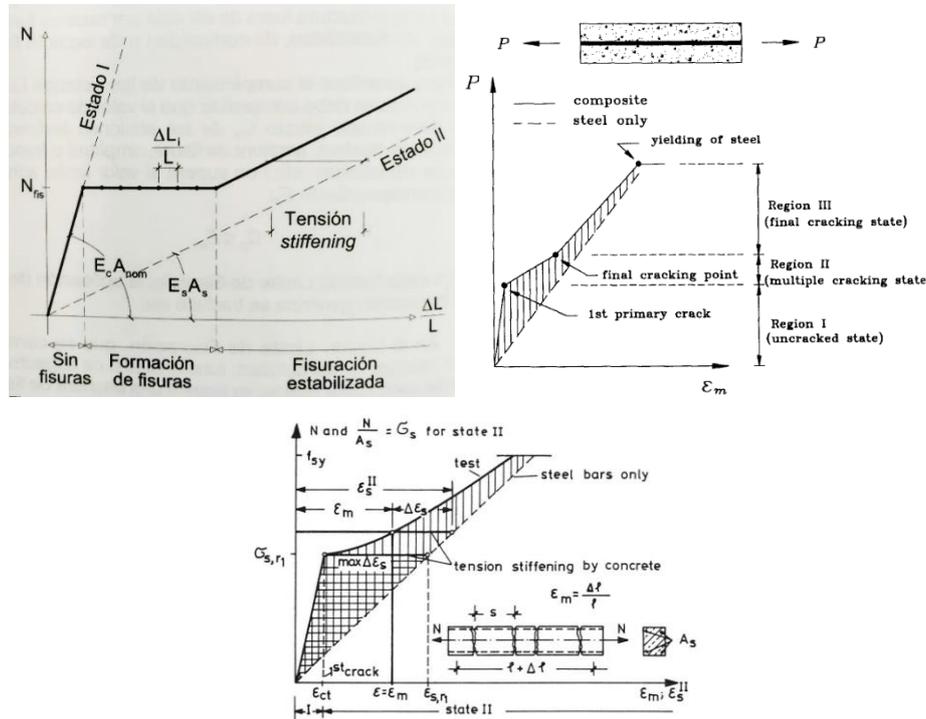


Figura 16 Comportamiento teórico de un elemento sometido a tracción. El área rayada representa la contribución del hormigón a tracción que más adelante se desarrolla como tension stiffening. Fuente: Jiménez Montoya [7] (sup izq.) Choi, C.K et al [20](sup dcha) y Leondhart [8](inferior).

2.2.1 FASES DE LA FISURACIÓN

Se puede hablar de 3 fases en el proceso de fisuración de un elemento de hormigón armado: sin fisuras (comportamiento lineal), formación de fisuras (realmente es una fase instantánea, todas las fisuras se producen de golpe) y fisuración estabilizada (cuando el número de fisuras no puede crecer más por no haber suficiente longitud de transmisión y solamente crece el ancho de cada fisura). En la imagen se ve una comparativa entre la ilustración del clásico Jiménez Montoya, otra del trabajo de Chang-Koon Choi et al. [20] y otra de Leondhart [8] con claras similitudes y donde se aprecian las 3 fases o regiones comentadas. La siguiente figura es muy eficaz para interpretar las fases del proceso de fisuración: a medida que la tensión aumenta, la separación entre fisuras va disminuyendo de forma exponencial (fase de formación de fisuras), hasta un punto en el que la distancia entre fisuras se mantiene constante pese a que crezca la tensión, correspondiente a la fase de fisuración estabilizada.

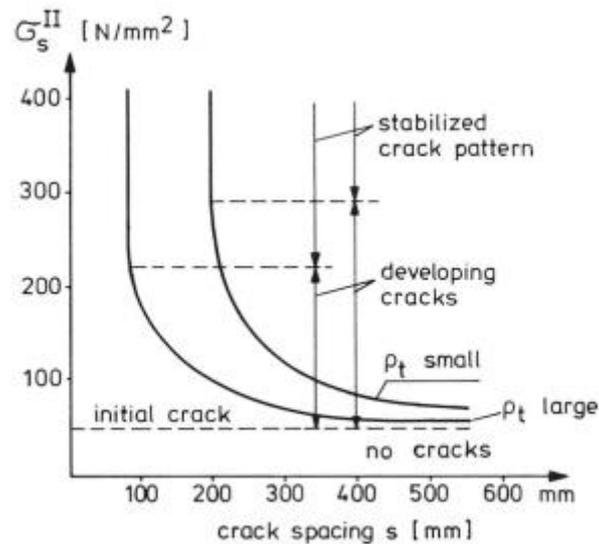


Figura 17 Desarrollo de fisuras en función de la tensión en el acero y el espaciamiento entre fisuras para 2 cuantías de armado B400S, una alta y otra baja. Fuente: Leonhardt [8]

2.2.2 ADHERENCIA Y CLASES DE FISURA

Para que exista esa colaboración antes mencionada del hormigón a tracción, hay una propiedad que debe manifestarse imprescindiblemente: la adherencia entre hormigón y acero, pues sin ella no hay transferencia de carga entre ambos materiales en las zonas entre fisuras. Si las barras de acero no tuvieran corrugas, y fueran lisas, no habría tensiones de adherencia y el acero no podría traspasar carga al hormigón sano, por lo que este fenómeno no existiría. Se puede decir que la tensión de adherencia τ es la intermediaria encargada de transferir la tensión de la armadura a la matriz de hormigón.

Para poner en valor el concepto de adherencia (*bond* en la literatura técnica en inglés), se analiza un elemento sometido a un momento flector. Se considera la sección coincidente con la primera fisura (fig. 18). La flexión provoca una fuerza de tracción en la armadura inferior igual a T y una fuerza de compresión con distribución triangular (pues la estructura está en servicio) en la parte superior. La fuerza T se ancla en el hormigón gracias a la tensión de adherencia τ_b que sigue una ley como la de la figura. Si se extrapola este comportamiento a la pieza completa, el fenómeno es el mismo en cada fisura y antimétrico respecto a su plano de fisuración. A cierta distancia l_t denominada longitud de transmisión, la armadura ha sido capaz de transmitir el incremento de fuerza T , al pasar del estado I al estado II, al hormigón.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

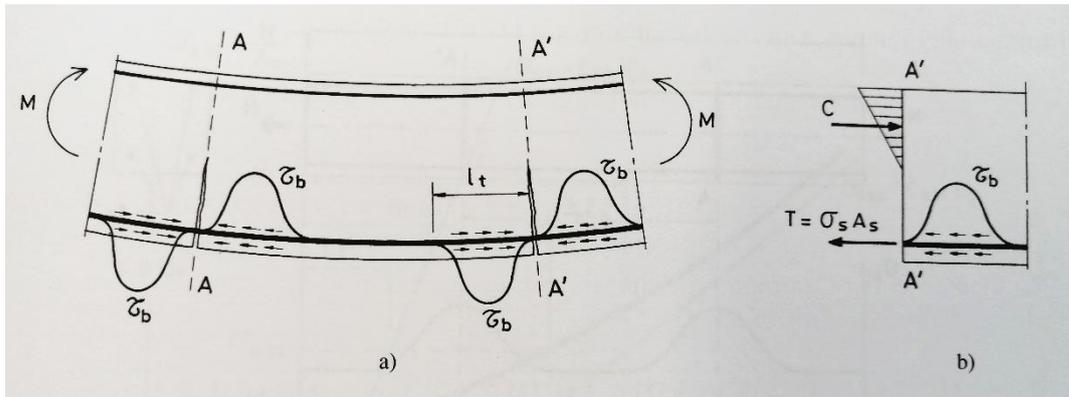


Figura 18 Distribución de la tensión de adherencia y equilibrio seccional. Fuente: J. Calavera [16]

Existen a su vez, dos tipos de fisuras estructurales: las fisuras primarias, que son profundas y se propagan a lo ancho de toda la viga y las fisuras secundarias (más gruesas en la figura 20) que aparecen entre dos primarias consecutivas y están asociadas a la adherencia entre hormigón y acero, y que parten de la fricción de las corrugas de la armadura con el hormigón.

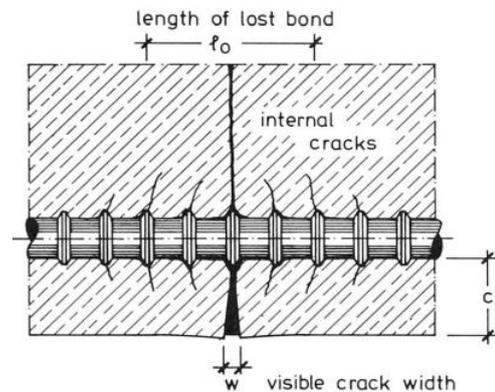


Figura 19 Fisuras secundarias debido a la adherencia basadas en los estudios del profesor Goto [43]. Fuente: Leonhart

En la figura a continuación se muestra la distribución de la tensión de adherencia en un modelo 3D de Cervenka et al. [21]. Se ha elegido esta imagen pues sirve para contrastar con modelos numéricos y empíricos, la teoría explicada en la figura anterior de Calavera. Ilustra perfectamente la transferencia de tensión entre el acero y el hormigón a través de los mecanismos de adherencia entre fisuras primarias, confirmando el modelo teórico, antisimétrico y siendo 0 en las grietas. Como conclusiones del estudio, Cervenka destaca que la energía de fractura del hormigón gobierna la fisuración y que la normativa del Código Modelo fib 2010 [22], sobreestima la apertura de fisura alrededor de un 100% comparado a los resultados experimentales de varias vigas con varios ratios de armadura y diferentes resistencias del hormigón.

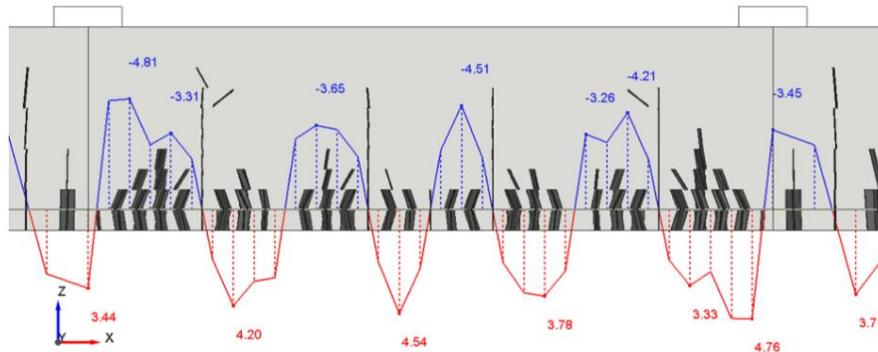


Figura 20 Distribución de la tensión de adherencia en una viga biapoyada de hormigón armado tras un análisis numérico. Fuente: V. Cervenka et al.[21]

2.2.3 MODELOS DE FISURACIÓN

Modelizar numéricamente el comportamiento no lineal a tracción del hormigón armado para todas las situaciones resulta una tarea muy compleja desde el momento en el que todo se basa en la teoría de la Mecánica de Medios Continuos y precisamente una fisura, representa una discontinuidad. En ese punto, las ecuaciones dejan de ser válidas y ha lugar un sinnúmero de investigaciones para obtener expresiones numéricas y empíricas que modelen el fenómeno. [23]

Básicamente, existen dos vertientes: los modelos de fisura discreta (*discrete cracking*) y los modelos de fisura distribuida (*smearred crack*).

Los primeros estudios basados en elementos finitos fueron inevitablemente hacia la fisura discreta, como los de Ngo y Scordelis o más adelante los de Ingrafea y Saouma introduciendo la teoría de la Mecánica de Fractura lineal aplicada al proyecto de presas de hormigón. Otros investigadores como Hillerborg [24], Xie y Gerstle desarrollaron esta línea implementando la Mecánica de Fractura no lineal. Pese a la cantidad de artículos publicados, el modelo de fisura discreta se basa en trabajar sobre la parte continua del medio con lo que conlleva dos grandes inconvenientes: 1) implica un continuo cambio de las conexiones entre nodos que obliga a un remallado constante y 2) la fisura está obligada a seguir los caminos predefinidos de los bordes de los elementos finitos. Es un modelo que para la mecánica de fractura funcionaba suficientemente bien, pero para casos más generales tiene las limitaciones mencionadas y un enorme costo computacional por lo que dificulta su aplicación práctica en la ingeniería.

Se abrieron otros caminos como el del modelo de daño continuo de Mazars [25] que Bazant [26] u Ozbolt ampliaron a un modelo no local u otros con elementos fisuras embebidas y XFEM, pero, aunque poseen un gran potencial no lograron establecerse como prácticos.



Por tanto, los modelos de fisura distribuida donde el sólido fisurado es considerado como continuo introducidos por Rashid 1968 e investigados también por Gilbert R et al 1978; Link R.A, Scanlon 1989; Cervenka 1985 y Massicotte et al. [27] rápidamente fueron aceptados en la práctica en la ingeniería, reemplazando a los modelos de fisura discreta por varios motivos como describir la fisuración en términos más “manejables” de tensión-deformación, conservar el estado inicial de la malla de EF o no imponer restricciones en la orientación de la fisura. Ha existido mucha controversia entre ambos modelos, pero ha sido probado que el modelo de fisura distribuida representa mejor la realidad basándose en “bandas de micro fisuras” (Bažant et al. 1983 [26]) en el hormigón pese a que parezca evidente pensar que una fisura representa una discontinuidad en el modelo y por ende, el carácter *discreto* sería más adecuado. Recientes estudios como el anteriormente mencionado de Cervenka o el de Kaklauskas et al. (2001) [28] concluyen que el modelo de fisura distribuida basado en la mecánica de fractura obtiene buenas predicciones de la abertura de fisura. [23] [29].

2.3 TENSION STIFFENING

El término “tension stiffening” se define como el fenómeno del hormigón colaborando, en términos de tensión, a tracción entre fisuras. Este efecto fue despreciado en el pasado ya que no afecta significativamente a la resistencia última de los elementos de hormigón armado, pero desde la década de los 80 se introdujo como recomendación para estado límite de servicio en numerosos códigos y es imprescindible si se requiere un riguroso control de las estructuras en servicio a través de sus deformaciones (flechas) o incluso de sus esfuerzos, pues en caso de hiperestatismo este efecto produce una redistribución tensional a nivel de estructura (Pérez Caldentey [30] y Stramandinoli et al. [31]).

Existen una gran cantidad de estudios, publicaciones e investigaciones sobre el tension stiffening en diferentes estructuras, con hormigón armado (Damjanic et al. 1983 [32] ; Allan et al. 2013 [33] , Pérez Caldentey 1996 [30], [34] Fu et al. 2020 [34]), pretensado (Collins 1991 [35]; Vu et al. 2010 [36]; Dong Lee 2022 [37]) , con distintos materiales y fibras para el refuerzo del hormigón (Bischoff, 2005 [12]; Borges et al. 2019 [5]; MD et al. 2022 [4]), analizando la influencia de distintos parámetros (corrosión: François et al. 2006 [38]; K. Avadh et al. 2022 [39], retracción: Kaklauskas et al. 2018 [40]), bajo distintos esfuerzos (torsión: Mondal et al. 2015 [41]; carga cíclica: Zanuy et al. 2010 [42]), etc. Se intenta recoger en este apartado parte de esas publicaciones y resaltar algunas que son esclarecedoras para entender el fenómeno.

2.3.1 INTRODUCCIÓN AL FENÓMENO

En una sección corriente, sin fisurar, el hormigón trabaja en colaboración total (debido a la adherencia) con el acero tanto en compresión como en tracción. Cuando se alcanza la resistencia a tracción f_{ct} , se produce una primera fisura, el hormigón correspondiente a esa zona, deja de “ayudar” al acero, que tiene que afrontar la totalidad de la tensión produciéndose una redistribución de tensiones a nivel seccional. Entonces, la armadura transfiere carga al hormigón que aún está intacto entre fisuras a través del mecanismo de adherencia en la interfaz hormigón-acero.

En esa circunstancia, el hormigón entre fisuras consigue continuar llevando carga y aportando rigidez, en lo que se conoce como *tension stiffening*. Como citan Mondal et al. [41] si no se tiene en cuenta este efecto, se sobreestiman los esfuerzos en las armaduras y, por lo tanto, se subestima la capacidad estructural provocando un consecuente sobredimensionamiento. Además, si se utiliza la inercia de la sección bruta se está sobreestimando la capacidad de la sección, y en términos por ejemplo de flecha, un parámetro habitual a analizar en servicio se estaría infravalorando notablemente (Calavera et al. [16])

Si se sigue aumentando la carga, las fisuras continúan apareciendo hasta que la longitud efectiva de hormigón intacto entre fisuras tiende a cero y éste no es capaz de resistir tracciones perpendiculares a la abertura, instante en el que se considera que está roto por completo, y que indica que se ha llegado al número máximo de fisuras. A partir de ese momento, aumentará el ancho de fisura, pero no el número, entrando en la fase de *fisuración estabilizada*. Una vez la fisuración se ha estabilizado, la carga que lleva el hormigón sigue disminuyendo al tiempo que las fisuras secundarias crecen entre las primarias (Goto 1971 [43]; Bischoff 2005 [12])

Una primera representación gráfica del concepto comentado se observa en la figura 21:

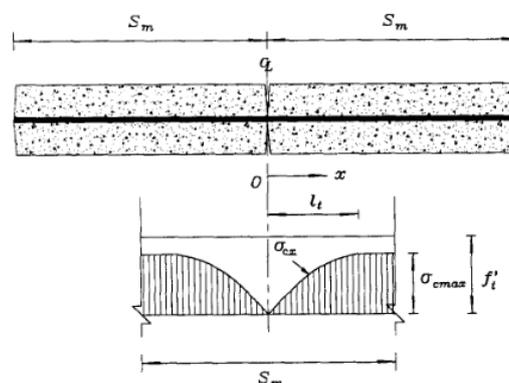


Figura 21 Distribución de la tensión en el hormigón después de la fisuración. Fuente: Choi et al. [20]



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Se representa una viga de hormigón armado sometida a tracción uniaxial justo instantes después de la aparición de la primera fisura. S_m corresponde a la separación media entre fisuras, y se representa un eje X con origen O en la fisura. Se asume que σ_{cx} es la distribución de la tensión del hormigón a lo largo del eje X (eje longitudinal de la viga) después de que el acero haya absorbido toda la carga que el hormigón ha descargado (por alcanzar la tensión de fisuración f_t') en el origen O. La tensión máxima de tracción σ_{cmax} que soporta el hormigón entre fisuras se alcanza en el extremo de la longitud de transmisión (longitud efectiva de hormigón intacto mencionada antes) l_t y se mantiene en el tramo restante. En este artículo, Choi y Cheung consiguen modelizar el *tension stiffening* a través de una expresión que varía la tensión en el hormigón después de fisurar basada en 4 parámetros: la longitud de transmisión, la separación media entre fisuras y la distribución de la tensión en el hormigón además de lógicamente la resistencia a tracción del hormigón.

$$\sigma_{cm} = \lambda f_t' \quad \xi = \frac{\sigma_{cmax}}{f_t'} \quad \eta = \frac{l_t}{S_m}$$

$$\lambda = \xi(1 - \eta\xi)^{1/2} \quad \zeta = 2\left(1 - \frac{1}{l_t} \int_0^{l_t} \frac{\sigma_{cx}^2}{\sigma_{cmax}^2} dx\right)$$

Figura 22 Ecuación de la tensión del hormigón en fisuración y expresiones de los parámetros. Fuente: C-K Choi et al [20]

Rigurosamente, este fenómeno en el que se modela la disminución de tensión en el hormigón una vez aparece la primera fisura se conoce como *tension softening*. (Xu et al 2017 [15]). El diagrama de tensión deformación del hormigón en tracción, por tanto, será una rama ascendente y lineal hasta la tensión correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón f_{ct} y una rama descendente que refleja el *tension softening*. La forma de ésta y sus parámetros tienen que ver con la energía de fractura G_F , que es el área bajo la curva de la figura 24 a), como F.H. Whittmann et al. 1994. Choun et al. [44] insisten en que la energía de fractura es un concepto clave de la fisuración y los modelos basados en ella muestran mayor correlación.

En efecto, para describir correctamente la relación tensión – abertura de fisura, se debe prestar atención a dos parámetros: la forma de la curva y el área bajo la misma que representa la energía de fractura liberada. Existen multitud de investigaciones con distintas curvas lineales, bilineales, exponenciales, etc. por parte de Bažant [26], Hillerborg [45], Rots et al. 1989 [29] o Ferrara [46], pero Xu et al. proponen una curva de cuarto de elipse, figura 24 a), validada por varios ensayos en vigas. Concluye que el efecto del *tension softening* desaparece con aberturas de fisura de 0.1 mm, por lo que es un fenómeno localizado en las primeras fisuras como vemos en la figura 24 b) que

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

muestra la ley tensión-deformación. Si bien es cierto que no hay una única forma válida de modelar este comportamiento, en la bibliografía se recogen variedad de casos para contrastar y uno de los artículos (Choun et al. 2001 [44]) parte de que las leyes lineales o bilineales no pueden expresar correctamente el comportamiento del hormigón debido a su alta no linealidad en tracción. Por el contrario, Bažant [26] sentencia que una ley bilineal para representar el *softening* de la tensión en el hormigón, es suficiente para fines prácticos.

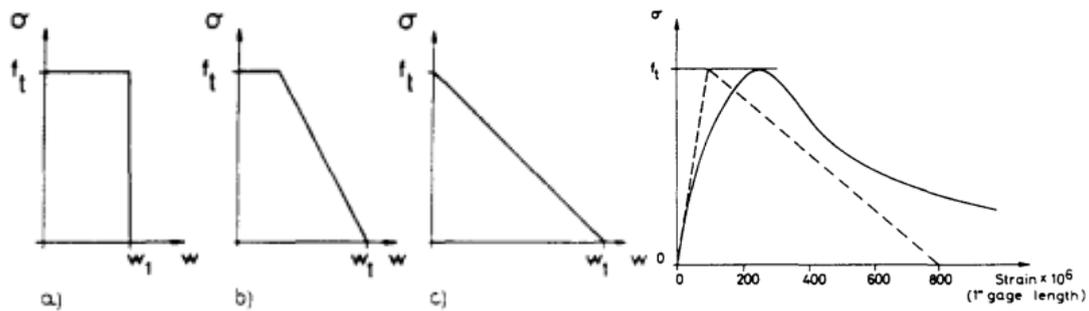


Figura 23 Distintas posibilidades de asumir el comportamiento de la tensión en tracción del hormigón respecto a la abertura de fisura (izq) y resultado de un ensayo de Evans y Marathe 1968 (dcha). Fuente: Hillerborg [45]

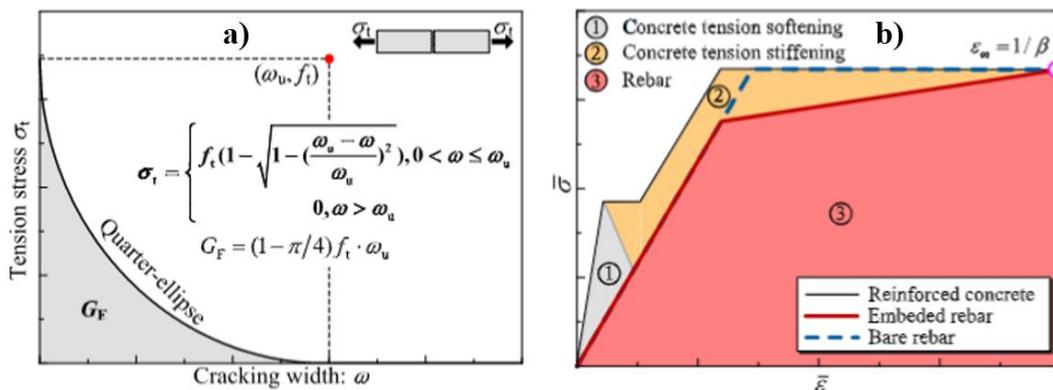


Figura 24 Curva softening del hormigón y relación tensión deformación del HA normalizada. Fuente: Xu et al [15]

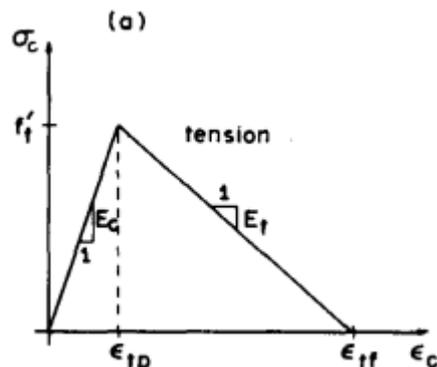


Figura 25 Diagrama tensión-deformación en tracción del hormigón bilineal. Fuente: Bažant et al. [26]

2.3.2 BASE TEÓRICA

Se hace hincapié en la explicación del fenómeno siguiendo el magistral desarrollo de José Calavera en “Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado” [16]. Se considera un tirante sometido a tracción centrada. Se suponen dos fisuras consecutivas en los planos AA y A’A’. Se muestra la figura siguiente como esclarecedora del fenómeno, donde se grafica la tensión en el acero σ_s , la tensión de tracción en el hormigón σ_c , los alargamientos unitarios de la armadura ε_s y la distribución de tensiones de adherencia τ_b .

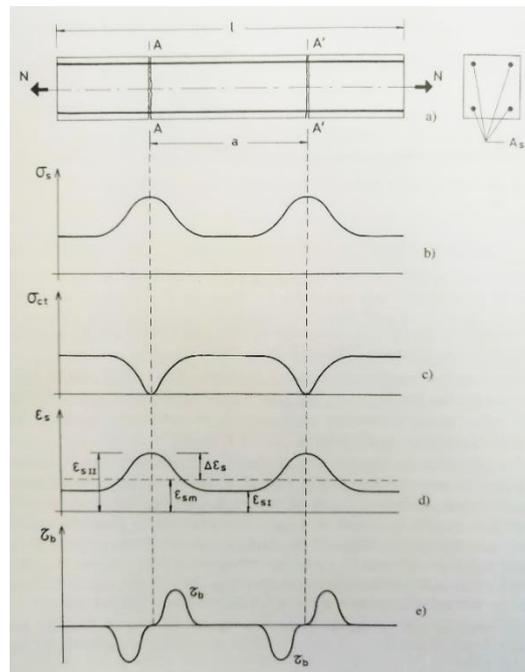


Figura 26 Diagramas explicativos del comportamiento deformacional de los elementos de HA en fisuración. Fuente: J. Calavera [16]

En los planos coincidentes con las fisuras, la tensión es nula en el hormigón y máxima en el acero. Si se alcanza nuevamente la tensión de rotura a tracción del hormigón entre los planos AA y AA’ se producirá una nueva fisura. Si la separación entre fisuras, a en la figura, S_m anteriormente, supera el valor de $2l_t$, las tensiones en el acero y el hormigón presentan una zona de valor constante al igual que las deformaciones, con un máximo ε_{sII} correspondiente al *estado II* y un mínimo que si $a \geq 2l_t$ será ε_{sI} correspondiente al *estado I* y si $a < 2l_t$ tomará un valor intermedio. Se utilizará el valor medio de ε_s , que se denomina $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sII} - \Delta\varepsilon_s$. Como vemos en la figura 26, $\Delta\varepsilon_s$ es la reducción de ε_{sm} respecto al alargamiento que tendría la armadura en Estado II, con la sección fisurada, por lo que representa la colaboración del hormigón trabajando entre fisuras a la reducción del alargamiento total de la pieza. Esta reducción que aporta el hormigón es debida a la

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

mayor rigidez de las secciones no fisuradas y nos lleva de nuevo al término *tension stiffening*. Este efecto se aprecia muy bien en la figura 27, donde se comparan dos ramas, la correspondiente al *estado I* donde hormigón y acero se deforman solidariamente, y la correspondiente al *estado II* donde el hormigón ha fisurado y la deformación teórica del acero sería la suficiente para absorber la carga que no se lleva el hormigón. Pero el comportamiento “real” o el modelado según las teorías existentes, es representado con un trazo negro grueso y se corresponde con ϵ_{sm} para las distintas tensiones correspondientes a una carga superior a fisuración ($N > N_r$), muestra el efecto recién mentado del *tension stiffening* gracias a la colaboración del hormigón entre fisuras.

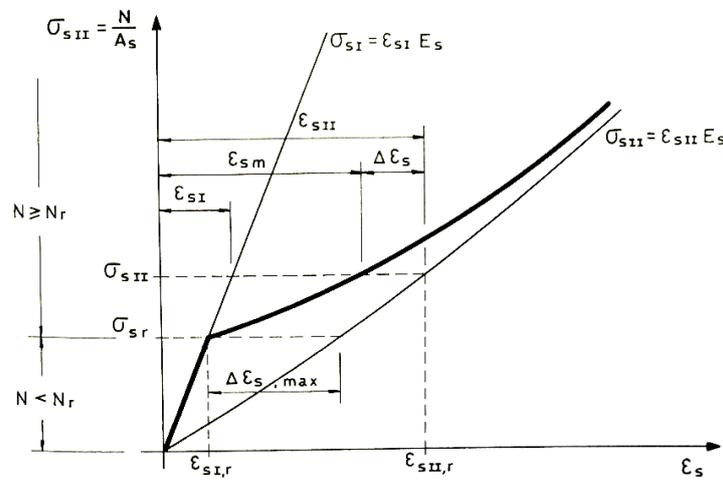


Figura 27 Diagrama tensión deformación del comportamiento de la armadura de tracción frente a la fisuración. Fuente: J. Calavera [16]

Las investigaciones, basadas en numerosos experimentos, han demostrado que la ley que sigue la relación $\Delta\epsilon_s$ con $\Delta\epsilon_{s,max}$ es del tipo:

$$\Delta\epsilon_s = \Delta\epsilon_{s,max} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}} \right)^2 \quad (1)$$

Para tensiones elevadas de σ_{sII} el valor de $\Delta\epsilon_s$ tiende a cero, ya que las cargas elevadas producen el máximo n° de fisuras, llevando la longitud de transferencia a cero, por lo que la tensión de adherencia no tiene lugar para el desarrollo y convirtiendo el diagrama de tensiones y deformaciones en la armadura en un diagrama lineal de valor igual al correspondiente al *estado II* donde toda la carga se la lleva el acero sin colaboración de nada más. Operando, se llega a una ecuación que resume el comportamiento del hormigón en la fisuración:

$$\epsilon_{sm} = (1 - \xi)\epsilon_{sI} + \xi \epsilon_{sII} \quad (2)$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

donde, siendo σ_{sr} la tensión en el acero en el momento justo de la fisuración del hormigón al final del *estado I*, valor próximo a f_{ct} .

$$\xi(\sigma_{sII}) = \begin{cases} 1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}}\right)^2 & \text{para } \sigma_{sII} \geq \sigma_{sr} \\ 0 & \text{para } \sigma_{sII} \leq \sigma_{sr} \end{cases}$$

La expresión viene a decir que cuando la tensión en el acero es menor que la tensión en fisuración, la deformación media $\varepsilon_{sm} = (1 - 0)\varepsilon_{sI} + 0 \varepsilon_{sII} = \varepsilon_{sI}$, es decir es igual a la deformación correspondiente al estado I cuando el hormigón y el acero trabajan conjuntamente con $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sI} = \varepsilon_c = \varepsilon_s$. Por otro lado, cuando la tensión en el acero es mayor a la tensión correspondiente a la fisuración, se aplica la ecuación (1) de la ley exponencial de la figura 27 (trazo grueso) y entra en juego para tensiones en servicio el efecto de tension stiffening. Para tensiones $\sigma_{sII} \gg \sigma_{sr}$, el cociente $\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}}\right)^2$ tiende a cero, por lo que ξ tiende a 1, y volviendo sobre la ecuación (2), la aportación del estado I se vuelve nula, y se convierte en un total estado II de fisuración total, donde las fibras de hormigón entre fisuras ya no son capaces de colaborar.

El Eurocódigo extrapola esta formulación basada en un tirante a tracción pura a una pieza sometida a flexión incorporando dos coeficientes β_1 (1 para barras de alta adherencia, 0.5 para las demás) y β_2 (1 para cargas instantáneas y 0.5 para cargas repetidas o una de larga duración):

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}}\right)^2$$

Mientras que la EHE en el artículo 49.2.4, para hallar el alargamiento medio de las armaduras, solo utiliza un coeficiente k_2 que es el análogo al β_2 del Eurocódigo [47]. Allam et al. [33] comparan el fenómeno en diferentes normativas (Eurocódigo, norma Británica y norma Egipcia) llegando a la conclusión de que el British Standard 8110-1997 subestima el tension stiffening, al contrario que el Eurocódigo-2 2004 que lo sobreestima, especialmente para cuantías altas de armadura. Kaklauskas [40] confirma la sobreestimación del Eurocódigo, pero en sus cálculos, se acentúa para cuantías bajas de armadura.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

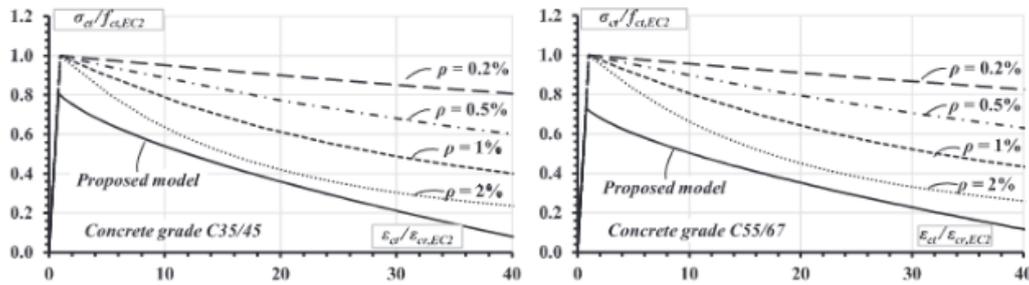


Figura 28 Comparación del modelo vs distintas cuantías de armadura siguiendo la formulación del Eurocódigo. Fuente: Kaklauskas [40]

Allam verifica que esos códigos introducen la influencia del fenómeno en el cálculo de aberturas de fisura al igual que la normativa española como se ha mencionado más arriba y se comprueba en la siguiente figura:

ϵ_{sm} Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

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

Figura 29 La normativa española tiene en cuenta el tension stiffening a través de la reducción de la deformación media de las armaduras. Fuente: EHE [9]

2.3.3 DISTINTAS APROXIMACIONES DEL TENSION STIFFENING

El fenómeno del tension stiffening se puede modelar de las siguientes cuatro formas:

- ❖ Semi-empírica: Las primeras aproximaciones se basaron en análisis de ensayos para crear formulas simplificadas en las que se basan muchas normativas. Branson; Ghali y Favre trabajaron en esta línea y el código de la ACI 318 o el Eurocódigo siguen estas aproximaciones con aceptables resultados en el día a día.
- ❖ Transferencia de tensiones: Se basa en modelar la adherencia entre el hormigón y la armadura. Ngo y Scordelis o Choi y Cheung eligieron esta variante para sus investigaciones. Es un método que depende demasiado de la modelización de la tensión de adherencia y no es muy usado en la práctica.
- ❖ Mecánica de fractura: Utiliza los principios de la mecánica de fractura para predecir el comportamiento en fisura del hormigón. Investigadores citados en este documento como Hillerborg, Bažant o Cervenka profundizaron en la materia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- ❖ Deformación o tensión media: aproximaciones simples muy usadas en análisis numérico basadas en el modelo de fisura distribuida. Numerosas investigaciones siguen esta aproximación como las de Kaklauskas, Bischoff, Gribniak, Stramandinoli, etc. todos ellos nombrados en este estudio.

En el desarrollo anterior, la forma de aplicar el tension stiffening ha sido modificar la relación tensión-deformación del acero a través de introducir una deformación media en el acero ε_{sm} , menor que la que tendría actuando en solitario (ε_{sII}), por lo que produce una cierta rigidización (Figura 27). Este es uno de los métodos más extendidos procedente de las investigaciones como la de Johnson 1951; Favre et al. 1980 [48] y en la que se basa el código modelo 1990 del CEB o el Eurocódigo 2 que se ha comentado en el desarrollo de J. Calavera.

Otro de los métodos utilizados, como en Stramandinoli et al. consiste en modificar la ecuación constitutiva del hormigón en tracción aplicando un *tension softening* al hormigón de tal forma que se tiene en cuenta esa colaboración una vez fisurado, pero ésta disminuye con el aumento de la deformación. Será la opción elegida en el desarrollo de este documento. Otros como Cauvin [49] tienen en cuenta este efecto a través de un área ficticia de armadura que decrece con la tensión. Cosenza et al [50] introducen el uso de una función tension stiffening que depende del momento de fisuración, el aplicado, la inercia fisurada y la bruta además de factores correct

res que modelan la adherencia para obtener la inercia equivalente de una sección en servicio, algo que se asemeja a los trabajos de Branson comentados en el apartado anterior.

2.3.4 RECOPIACIÓN DE CONCLUSIONES

Bischoff y Fields concluyen que el tension stiffening se deriva de la contribución $A_c f_c$ del hormigón entre fisuras, dependiente del área efectiva de hormigón a tracción A_c y de la tensión media f_c del hormigón fisurado. Por tanto, ya que esta tensión depende de la tensión de fisuración del hormigón (resistencia a tracción) según $f_c = \beta f_{cr}$ con un factor de adherencia que decrece con la deformación $\beta = e^{-800(\varepsilon_{cf} - \varepsilon_{cr})}$; hormigones con mayor resistencia aportan mayor tension stiffening.

Además, el fenómeno era más destacado en miembros con un ratio de armadura bajo debido a que existe más área de hormigón traccionado con relación al acero.

La separación entre fisuras primarias, s_m , es independiente de la clase de hormigón y solo varía en función del recubrimiento, el diámetro de las barras y la cuantía de acero. Por tanto, cualquier mejora en el control de la abertura de fisura conseguida con un hormigón de mejor calidad, ocurre porque éste aporta mayor contribución de tension stiffening del

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

hormigón intacto que reduce la deformación en el elemento. A mayor ratio de armadura, menor distancia entre fisuras.

La retracción produce una disminución del tension stiffening que se ve acentuada para valores altos de retracción y cuantías de acero elevadas.

Por otra parte, Choun et al. exponen las siguientes conclusiones:

El efecto de tension stiffening en hormigones de alta resistencia es más pronunciado que en hormigones convencionales debido al incremento de la carga que produce la primera fisura. Sin embargo, la tasa de decrecimiento de deformación después de fisurar crece.

El fenómeno decrece con el incremento del diámetro de las armaduras y crece con el incremento del ratio de las armaduras. [44]

Las deducciones de Allam et al. dicen que:

La reducción de deformación máxima es obtenida a niveles de carga bajos después de la primera fisura, mientras que la menor reducción llega para valores de servicio indicando menor colaboración del hormigón en tensiones cercanas a servicio.

Los valores de deformación en el acero obtenidos a través de EF y de las ecuaciones de los diferentes códigos son menores que los del *estado II* de la armadura actuando en solitario.

El tension stiffening está fuertemente afectado por el ratio de armadura. A mayor ratio de armado, menor valor de tension stiffening. [33]

Mientras que Kaklauskas y Gribniak obtuvieron conclusiones en la misma línea:

El efecto tension-stiffening es de especial interés al estudiar estados de servicio en el caso de piezas armadas con **cuantías bajas**. El efecto crece con el crecimiento de la resistencia a tracción.

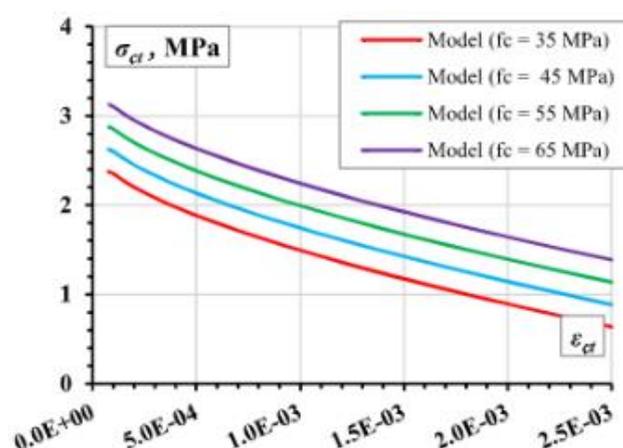


Figura 30 Tension softening del hormigón en función de la resistencia del hormigón utilizado. Fuente: Kaklauskas

2.3.5 INFLUENCIA DE LA RETRACCIÓN

En este estudio y en varios de los citados, se desprecia el efecto de la retracción del hormigón al calcular el efecto de *tension stiffening*. La retracción provoca una deformación inicial que tracciona al elemento y que le arrebatada parte de su resistencia a tracción desde el primer instante. Kaklauskas et al. realizan una investigación muy interesante en la que son capaces de modelar el efecto con y sin retracción para luego contrastarlo con resultados experimentales obteniendo la siguiente figura:

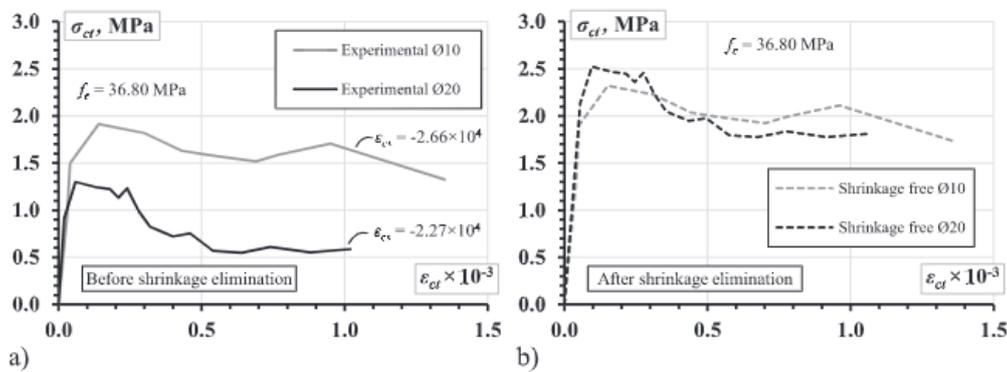


Figura 31 Comparación del comportamiento en tracción de dos secciones de hormigón armado con distinta cuantía antes y después de despreciar el efecto de la retracción. Fuente: Kaklauskas [40]

Se puede comprobar que el considerar la retracción reduce al 82% la resistencia a tracción del hormigón para armaduras Φ10 y es más acusado su efecto para redondos Φ20 donde la reducción es del 50% aproximadamente.

Otros estudios como el de Fields y Bischoff, [51] también estudiaron la influencia de la retracción y lo explican a través de la siguiente figura donde gráficamente se puede ver que, si la consideramos, se está imponiendo un acortamiento inicial que va a empezar a agotar la capacidad a tracción de la sección antes siquiera de cargar el elemento provocando que la carga que produce la primera fisura N_{cr} disminuya. En la Figura 32 se confirma este efecto. Tras comprobarlo experimentalmente concluyen que despreciar la retracción produce una sobreestimación del efecto de *tension stiffening*.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

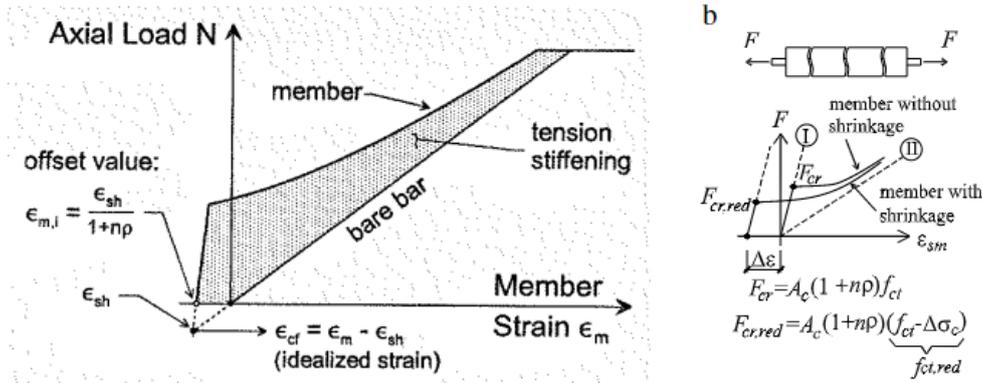


Figura 32 Efecto de la retracción en la respuesta de carga del elemento. Fuente: izq.: Bischoff y Fields; dcha.: Zanuy et al.

2.3.6 TENSION STIFFENING NEGATIVO

Cuando se somete a la pieza de hormigón a ciclos de carga – descarga, las tensiones de adherencia pueden llegar a ser negativas, creando compresiones en las zonas de fisura y la contribución del hormigón a tracción puede verse reducida hasta parecerse a la del miembro totalmente fisurado. Este fenómeno es estudiado por Zanuy et al. [42] y obtienen que la tensión de cierre en la fisura incrementa la deformación media y la abertura de fisura para niveles de carga bajos. Como se puede ver en las figuras adjuntas, la deformación en descarga, debido a la compresión mencionada, llega a ser superior a la que la sección experimentaría en *estado II* con el acero actuando en solitario. El parámetro más relevante en este caso es la resistencia a la fricción negativa. (Zanuy et al 2010 [42] y Navarro et al. 2001 [52]).

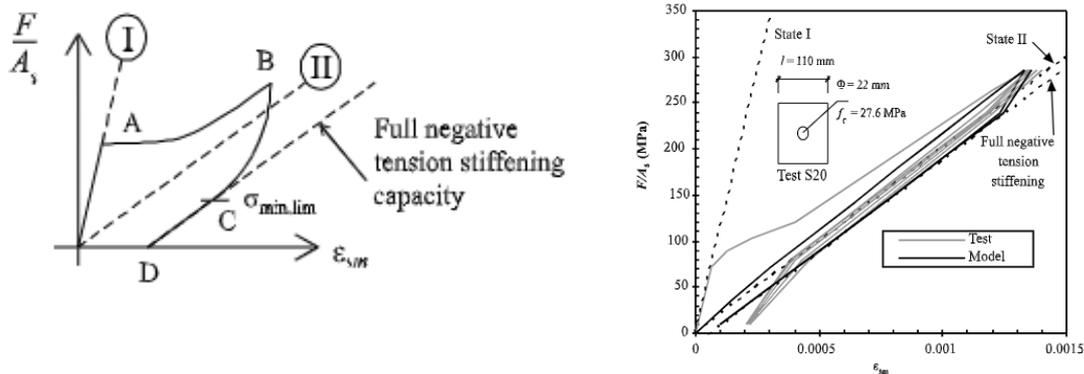


Figura 33 Ley de tensión deformación teórica (izq) vs experimental y modelo de Zanuy (dcha). Fuente: Zanuy et al.[42]

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

En la Figura 33 se representan unos ensayos de Günther en gris y el modelo propuesto por Zanuy para varios ciclos de carga. Se comprueba el fenómeno de *tension stiffening negativo* para cargas bajas además de la descarga paralela al *estado II* y la disminución de *tension stiffening positivo* debido a la degradación de la adherencia en la superficie del hormigón. Otra figura muy ilustrativa se adjunta a continuación escogida del estudio de Navarro et al. [52] donde además se tiene en cuenta el efecto de la retracción.

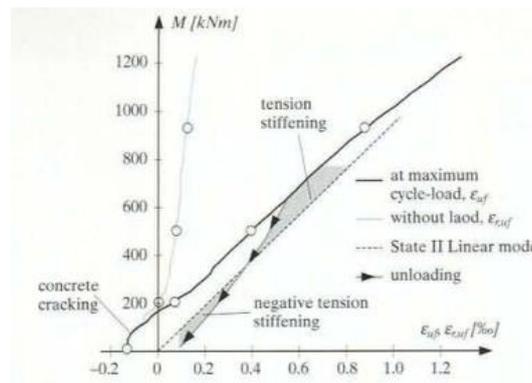


Figura 34 Ley momento-deformación señalando los dos fenómenos: positivo y negativo. Fuente: Navarro et al. [52]

2.3.7 INFLUENCIA DE LA CORROSIÓN

Estudios como el de Avadh et al. [39] sobre la influencia de la corrosión en la pérdida del efecto de tension stiffening nos señalan como a mayor grado de corrosión en el acero (E-10.2 significa un 10.2% de corrosión y E-0.0 la muestra sin alterar) , la resistencia a tracción se ve disminuida , así como la rigidez inicial y para una misma tensión decrece la deformación, reduciéndose así la capacidad de transferencia de tensiones de la armadura al hormigón debido a una disminución de la sección útil de la barra, la acumulación de sustancias en su superficie y al desconchado del recubrimiento de hormigón.

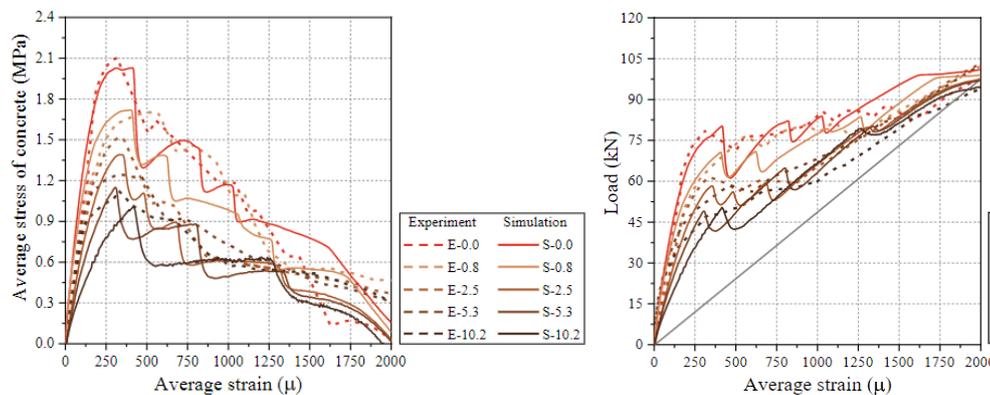


Figura 35 Influencia de la corrosión en el comportamiento. Fuente: Avadh et al. [39]



2.3.8 TENSION STIFFENING A LARGO PLAZO

Además de las cargas cíclicas, que producen ese excesivo deslizamiento causado por la pérdida de adherencia, el efecto de la fluencia provoca que a largo plazo el efecto del tension stiffening se reduzca a la mitad. ACI 2001 [53]



3 UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA OOFEM

OOFEM es un software libre cuyas siglas responden a Object Oriented Finite Element Method (Solver), es decir un programa de elementos finitos orientado a objetos. Está desarrollado por Bořek Patzák, profesor doctor de la Universidad Politécnica de Praga (ČVUT) en la República Checa. Fue creado en 1997 y actualmente sigue en desarrollo, además, al ser un programa de código libre, los usuarios pueden colaborar con el resto de la comunidad en su programación o realizarse sus propios modelos. Tiene 3 módulos diferenciados:

1. Módulo Estructural (SM, Structural Module), que es el que utilizaremos para el caso de estudio.
2. Módulo de Fluidos (FM, Fluid Mechanics Module).
3. Módulo de Transportes (TM, Transport Mechanics Module).

A continuación, se va a redactar un pequeño manual introductorio de OOFEM, ya que este Trabajo de Fin de Máster tiene un carácter divulgativo e investigador que puede facilitar la labor a otras personas interesadas en este software, que como ya se ha mencionado previamente es libre y gratuito.

El código se basa en una serie de secciones que deben estar obligatoriamente ordenadas. Cada una de ellas puede contener más de una línea de código. Se pueden introducir comentarios en el propio archivo de entrada (input) con el carácter ‘#’. Existe la opción de partir una línea larga de código en dos para facilitar su visionado con el carácter ‘\’. Conviene recordar que el código no es sensible a mayúsculas y minúsculas.

Las secciones deben seguir el siguiente orden:

1. **Nombre del archivo de salida** (output file name) o la ruta hacia el archivo de salida. Dependerá más adelante de cómo ejecutemos en consola.
2. **Descripción del archivo:** No se tienen en cuenta para la ejecución, es simplemente una anotación para que el usuario sepa qué se está analizando en ese código.
3. **Tipo de análisis:** Esta línea de código tiene una importancia crucial pues en ella se elige el tipo de análisis que se quiere realizar, el número de escalones de carga, la longitud del escalón de carga... Entre los distintos tipos de análisis se pueden encontrar:
 - LinearStatic: Análisis estático lineal con casos de carga múltiples y modelo adaptativo.
 - IncrLinearStatic: Secuencia de análisis estáticos lineales con cambios en el sistema y eliminación y adición de elementos.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

- StaticStructural: Análisis estructural con control directo o indirecto de la carga y modelo adaptativo.
 - NonLinearStatic: Análisis no lineal estructural con control directo o indirecto de la carga y modelo adaptativo.
 - LinearStability: Análisis de estabilidad lineal.
 - EigenValueDynamic: Para obtener valores propios de la estructura mediante iteración de subespacios e inversa.
 - DIIDynamic: Análisis lineal dinámico.
 - NonLinearDynamic: Análisis no lineal dinámico.
4. **Módulo de exportación:** Sin uso en este caso.
 5. **Dominio:** Elección del tipo de dominio, 2D, 3D, 2DPlaneStress (2D Tensión Plana). Los grados de libertad irán acorde al tipo de dominio, aunque se adaptarán también a lo que requieran los elementos que definamos más adelante. Es importante recordar que el programa y sus manuales hacen referencia a los grados de libertad como DOF (Degree of Freedom, en inglés).
 6. **Gestión del archivo de salida (*output manager*):** Sirve para controlar el archivo de resultados, filtrando solamente los pasos o escalones de carga que nos interesen y dentro de ellos los grados de libertad que escojamos también.
 7. **Tamaño y número de componentes:** En esta sección se define el número de nodos, de elementos, de secciones, de materiales, de condiciones de contorno, de condiciones iniciales, de funciones de tiempo, de conjuntos (sets)... Será la primera línea donde empezemos a definir la geometría de nuestro caso con la que deberá concordar en todo momento.
 8. **Definición de los nodos:** En esta sección debemos definir los nodos por sus coordenadas. Empezamos a construir el modelo.
 9. **Definición de elementos:** Describimos el tipo de elementos y qué nodos une. Puede ser tipo viga, tipo placa, tipo membrana...
 10. **Definición de secciones:** En esta sección definimos todos los parámetros de cada sección transversal. Numeración, área (o alto y ancho en su defecto), inercia, coeficiente de cortante, material asociado a la sección, conjunto al que queremos que pertenezca.
 11. **Definición de material:** Tipo de material, pues existe un directorio de materiales que se adecúan a ciertas características, isotrópico y lineal, no lineal... Definimos también todas las propiedades del material: densidad, módulo de elasticidad o de Young, coeficiente de Poisson, coeficiente de dilatación térmica.
 12. **Barreras no locales:** No se utiliza en este caso de aplicación.
 13. **Condiciones de contorno y cargas:** En este apartado se definen tanto las cargas como las condiciones de contorno. Las cargas se aplican sobre nodos o elementos

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

según los grados de libertad que prefiramos y se les da una función temporal, así como un conjunto sobre el que queremos aplicarlo. Para las condiciones de contorno se sigue un esquema similar, será de esta manera con la que plasmemos los apoyos, empotramientos u otras restricciones del movimiento.

- 14. **Registro de condiciones iniciales:** No se utiliza en este caso.
- 15. **Funciones de tiempo:** Se describen funciones para definir la variación temporal de ciertos parámetros o generar casos de carga múltiples.
- 16. **Definición de los conjuntos (sets):** Se utilizan para conectar regiones geométricas a una cierta sección transversal o para aplicar ciertas condiciones de contorno a varios apoyos simultáneamente. Es decir, para dotar de una misma propiedad o condición a un elemento geométrico. Por ejemplo, aplicar la misma carga puntual en distintos nodos.

3.1 EXPLICACIÓN INPUT

Ahora, se particularizará para uno de los primeros casos de estudio (estructura en voladizo), sección a sección, la estructura que debe seguir el archivo de entrada de OOFEM para así comprender mejor su funcionamiento. Se comentarán las partes más importantes para esclarecer el archivo de texto.

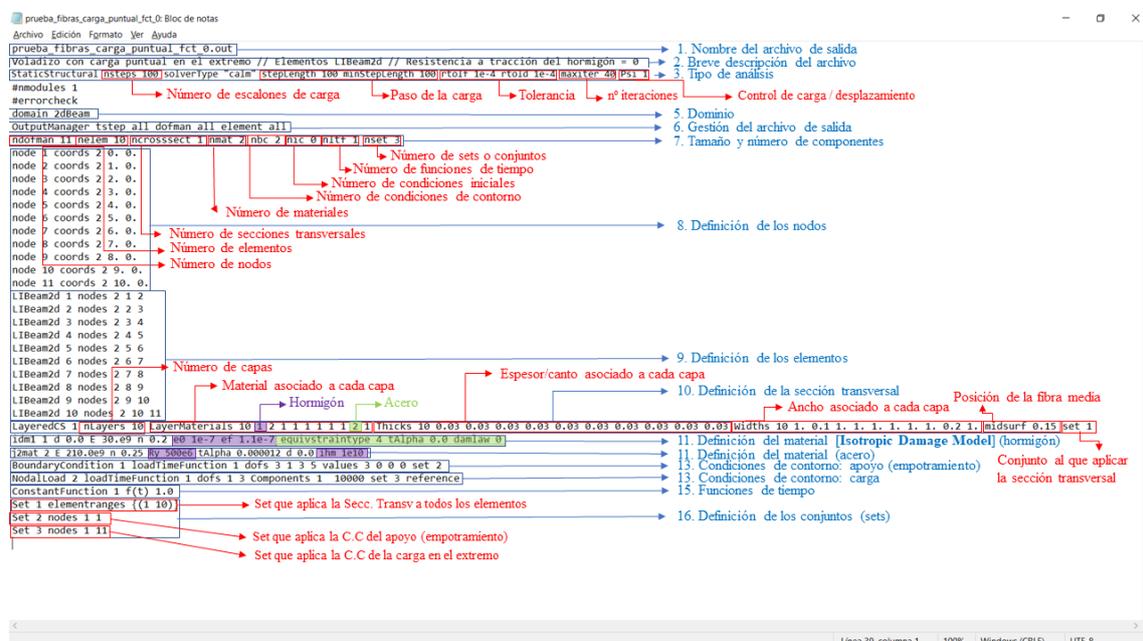


Figura 36. Explicación archivo input OOFEM. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

En la primera línea se elige el nombre del archivo de salida que nos devolverá OOFEM. La tercera línea tiene una gran importancia pues en ella se elige el tipo de análisis y de procesamiento. En este caso y será igual para el caso de estudio, el análisis es StaticStructural, es decir, un análisis del equilibrio estático de la estructura. Además, se utiliza un procesamiento CALM (Adaptative Load Management), que nos permite controlar la carga a través de escalones de carga. Esto se consigue dándole al parámetro *psi* el valor de 1, que se traduce en un control directo sobre la carga y no sobre el desplazamiento (*psi* = 0). El parámetro *rtolf* indica la convergencia relativa de la norma del vector de fuerzas y *rtold* la de desplazamientos, lo que podríamos traducir como tolerancia. Por último, *maxiter* nos permite controlar el número máximo de iteraciones por paso.

```
StaticStructural | nsteps 100 | solverType "calm" | steplength 100 | minSteplength 100 | rtolf 1e-4 | rtold 1e-4 | maxiter 40 | psi 1 |
#modules 1
#errorcheck
```

→ Número de escalones de carga → Paso de la carga → Tolerancia → nº iteraciones → Control de carga / desplazamiento

Figura 37. Explicación archivo input OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

En la sección cinco, se indica que el dominio será en 2D, suficiente para el tipo de análisis que queremos ejecutar. La sección seis, trata sobre el manager del output, donde podríamos filtrar qué escalones, grados de libertad o elementos aparecen.

```
domain 2dBeam
```

Figura 38. Explicación archivo input OOFEM. Sección 5. Fuente: Elaboración propia.

La sección siete es de alta importancia, pero ya queda perfectamente explicada en la propia figura 36.

En la siguiente sección, la ocho, se empieza a definir la geometría de la estructura mediante las coordenadas de cada nodo. En este punto, conviene recordar que OOFEM se basa en la lectura de vectores para la definición de muchos de los parámetros. Es por eso que, para los nodos, la estructura a seguir es: *node* [número del nodo] *coords* [número de componentes del vector coordenadas, 1 sería para 1 sola dimensión, 2 para 2 dimensiones, etc] y, por último, el valor de las coordenadas del nodo, en este caso X e Y (2).



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

```

ndofman 11 | nelem 10 | ncrosssect 1 | nmat 2 | nbc 2 | nic 0 | nltf 1 | nset 3
node 1 coords 2 0. 0.
node 2 coords 2 1. 0.
node 3 coords 2 2. 0.
node 4 coords 2 3. 0.
node 5 coords 2 4. 0.
node 6 coords 2 5. 0.
node 7 coords 2 6. 0.
node 8 coords 2 7. 0.
node 9 coords 2 8. 0.
node 10 coords 2 9. 0.
  
```

→ Número de sets o conjuntos
 → Número de funciones de tiempo
 → Número de condiciones iniciales
 → Número de condiciones de contorno
 → Número de materiales
 → Número de secciones transversales
 → Número de elementos
 → Número de nodos

Figura 39. Explicación archivo input OOFEM. Secciones 7 y 8. Fuente: Elaboración propia.

En la sección nueve se definen los elementos que unen los nodos, en este caso LIBeam2D (Linear Interpolation) que utiliza la interpolación lineal y que más adelante se profundizará sobre su uso. La estructura que sigue se basa en lo comentado previamente sobre la definición del tamaño del vector antes de darle sus componentes, en este caso será: *LIBeam2D* [número del elemento] *nodes* [el número de nodos que va a unir el elemento = tamaño del vector *nodes*] seguido del número (ID) de los nodos que une ese elemento.

```

LIBeam2d 1 nodes 2 1 2
LIBeam2d 2 nodes 2 2 3
LIBeam2d 3 nodes 2 3 4
LIBeam2d 4 nodes 2 4 5
LIBeam2d 5 nodes 2 5 6
LIBeam2d 6 nodes 2 6 7
LIBeam2d 7 nodes 2 7 8
LIBeam2d 8 nodes 2 8 9
LIBeam2d 9 nodes 2 9 10
LIBeam2d 10 nodes 2 10 11
  
```

Figura 40. Explicación archivo input OOFEM. Sección 9. Fuente: Elaboración propia.

La definición de la sección transversal llega en la sección número diez. Es la base fundamental del caso de estudio junto con el tipo de material, pues el tipo de sección elegida es la *LayeredCS* que nos autoriza a definir el material por capas, pudiendo introducir además dos materiales distintos (hormigón y acero), creando un modelo que recrea perfectamente la típica sección de hormigón armado. La estructura que sigue es:

LayeredCS [ID de la Secc. Transv] *nlayers* [número de capas] *LayeredMaterials* [dimensión del vector de tipo de material, que representa el número de capas: 10 en este caso] seguido del tipo de material asociado a cada capa: 1 hormigón o 2 acero. *Thicks* [dimensión del vector capas = nº de capas] [espesor/canto de cada capa] *Widths* [dimensión del vector capas = nº de capas] [ancho de cada capa] *midsurf* [posición de la



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

fibra media] set [nº set al que corresponde la sección transversal para posteriormente aplicarla a los elementos que elijamos].

```

LIBeam2d 8 nodes 2 8 9
LIBeam2d 9 nodes 2 9 10
LIBeam2d 10 nodes 2 10 11
LayeredCS 1 nLayers 10 LayerMaterials 10 1 2 1 1 1 1 1 2 1 Thicks 10 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03
Widths 10 1. 0.1 1. 1. 1. 1. 1. 1. 0.2 1. |midsurf 0.15|set 1
    
```

Material asociado a cada capa
 Hormigón
 Acero
 10. Definición de la sección transversal
 Ancho asociado a cada capa
 Posición de la fibra media

Figura 41. Explicación archivo input OOFEM. Sección 10. Fuente: Elaboración propia.

La sección número once comprende la definición de los materiales. En este Trabajo Fin de Máster, esta línea y, por ende, este material, son probablemente los caracteres más importantes de todo el proceso. El hormigón en este caso se modela como un material que sigue un modelo isotrópico de daño. Es decir, puede tener en cuenta la fisuración y además con múltiples opciones. Ese material, en OOFEM es el *idm1* (*Isotropic Damage Model*). Nos servirá para analizar la aportación del hormigón fisurado a la resistencia de la sección como veremos más adelante en el desarrollo de este documento. También se profundizará algo más posteriormente con una traducción del manual de OOFEM en lo que se refiere a este material para tener una idea clara de todas las variables y posibilidades que nos ofrece y que no aplicamos en el caso de estudio pues son amplísimas.

- **En el caso del hormigón (material 1):**

idm1 [ID del material] *d* [densidad] *E* [módulo de elasticidad] *n* [coeficiente de Poisson] *e0* [deformación correspondiente al inicio de la fisuración en el hormigón] *ef* [deformación de fractura del hormigón, cuando ya no colabora absolutamente nada (en el ejemplo se estaba modelizando un voladizo con un hormigón sin resistencia a tracción $f_{ct} \approx 0$); dependerá de la ley de daño si corresponde exactamente con tensión nula o no (apartado 4.3.2)] *equivstraintype* [toma un valor entre 0 y 7 en función de la expresión para obtener la deformación equivalente, en este caso] *talpa* [coeficiente de dilatación térmico] *damlaw* [toma valor entre 0 y 7 en función de la ley de daño con la que queremos modelar el comportamiento del hormigón en fisuración].

```

idm1 1 d 0.0 E 30.e9 n 0.2 e0 1e-7 ef 1.1e-7 equivstraintype 4 tAlpha 0.0 damLaw 0
    
```

Figura 42. Explicación archivo input OOFEM. Sección 11. Material para el hormigón. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- En el caso del **acero** (material 2):

j2mat [id del material] *d* [densidad] *E* [módulo de elasticidad] *n* [coeficiente de Poisson] *Ry* [**límite elástico del acero**] *tAlpha* [coeficiente de dilatación térmica] *ihm* [módulo de rigidización del acero tras alcanzar el límite elástico].

```

j2mat 2 E 210.0e9 n 0.25 Ry 500e6 tAlpha 0.000012 d 0.0 ihm 1e10

```

Figura 43. Explicación archivo input OOFEM. Sección 11. Material para el acero. Fuente: Elaboración propia.

En la sección número trece, aparecen las condiciones de contorno. Dentro de esta categoría se encuadran los apoyos, las cargas, las diferencias de temperatura, deformaciones impuestas o asientos. En este caso ilustrativo, solamente tenemos dos condiciones de contorno: el apoyo y la carga.

El apoyo es de tipo empotramiento, en el cual restringimos el movimiento en los ejes X, Z y el giro respecto al eje Y. Esto se consigue mediante la definición de un vector de *dofs* [grados de libertad] y la asignación de un valor 0 para bloquearlo, y de un valor distinto de 0 si queremos aplicarle alguna deformación o giro impuesto en un nuevo vector *values*.

La carga es de tipo puntual *NodalLoad* y está aplicada en el extremo del voladizo (el nodo donde aplicarlo se consigue a través de la asignación de un set al final de la línea como se ha comentado previamente). Para definir la carga, el proceso es análogo al del apoyo: se define un vector de *dofs* y se asignan valores a las componentes X, Y, Z de la carga acabando la línea con un *reference*.

BoundaryCondition [ID de la condición de contorno] *loadTimeFunction* [Nº de la función en el tiempo en la que se aplica esta condición] *dofs* [grados de libertad sobre los que queremos que actúe, para nuestro caso y para los futuros casos de estudio:

- 1: Movimiento eje X
- 3: Movimiento eje Z
- 5: Giro respecto al eje Y

values [las componentes de cada grado de libertad elegido en *dofs*; en este caso queremos restringir el apoyo en las dos direcciones y también el giro, luego necesitamos un vector de dimensión 3, lleno de ceros] *set* [nº set para aplicar esta condición de contorno].

```

BoundaryCondition 1 loadTimeFunction 1 dofs 3 1 3 5 values 3 0 0 0 set 2

```

Figura 44. Explicación archivo input OOFEM. Sección 13. Condiciones de contorno. Apoyo. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

NodalLoad [ID de la condición de contorno] *loadTimeFunction* [Nº de la función en el tiempo en la que se aplica esta condición] *dofs* [grados de libertad sobre los que queremos que actúe, en este caso solo el 3: eje Z(vertical)] *components* [la componente del grado de libertad elegido en *dofs*; en este caso queremos aplicar una carga vertical hacia abajo de módulo 10000 aunque como veremos más adelante por el tipo de análisis este valor no es relevante, pero sí su signo] *set* [nº set para aplicar esta condición de contorno].

```
NodalLoad 2 loadTimeFunction 1 dofs 1 3 Components 1 10000 set 3 reference
```

Figura 45. Explicación archivo input OOFEM. Sección 13. Condiciones de contorno. Carga puntual. Fuente: Elaboración propia.

Para definir funciones de carga que varían en el tiempo, cambiar condiciones de la solución durante el transcurso de la misma o escalonar la carga en el tiempo, tenemos la sección número quince. En ella se define el tipo de función que puede ser constante, de pico, a trozos, de Heaviside o definida por el usuario. En este caso se utiliza una función constante en el tiempo para ambas condiciones de contorno.

ConstantFunction [ID de la función de tiempo] *f(t)* [(1) instante del tiempo al que asignamos esta *LoadTimeFunction*].

```
ConstantFunction 1 f(t) 1.0
```

Figura 46. Explicación archivo input OOFEM. Sección 15. Funciones de tiempo. Fuente: Elaboración propia.

Por último, la sección dieciséis que consiste en enumerar los conjuntos que sirven de contenedor para aplicar las secciones transversales (materiales incluidos) y condiciones de contorno. En este caso de ejemplo, el *set 1* contiene todos los elementos de la viga en voladizo y sirve para aplicar la condición de sección transversal. El *set 2* se refiere al nodo 1 y sobre él se aplica la condición de empotramiento y el *set 3* está referido al nodo 11, el extremo del voladizo, sobre el que se aplica la carga puntual.

```
Set 1 elementranges {(1 10)}
Set 2 nodes 1 1
Set 3 nodes 1 11
```

Figura 47. Explicación archivo input OOFEM. Sección 16. Conjuntos. Fuente: Elaboración propia.

Con este código, se ha modelizado un voladizo de 10 metros con nodos cada metro y una carga en el extremo. En la Figura 48 podemos ver una representación del caso de ejemplo.

El empotramiento estaría en la zona de la malla y la carga se aplica en el extremo del voladizo. Al existir un nodo cada metro, hemos discretizado la viga en 10 elementos. La sección, intentando modelizar lo mejor posible la real de hormigón armado, tiene 0.3 m de canto y 1 m de ancho, con una armadura superior (0.2 m de ancho) el doble de cuantiosa que la inferior. OOFEM entiende la sección como se observa en la figura 49, y por tanto las propiedades geométricas de la misma deberán calcularse teniendo en cuenta esta condición.

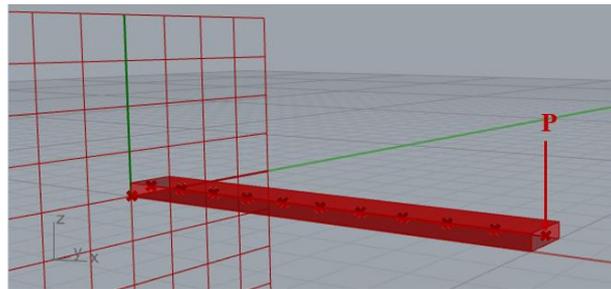


Figura 48. Modelización de la viga voladizo del caso de ejemplo en Rhino. Fuente: Elaboración propia.

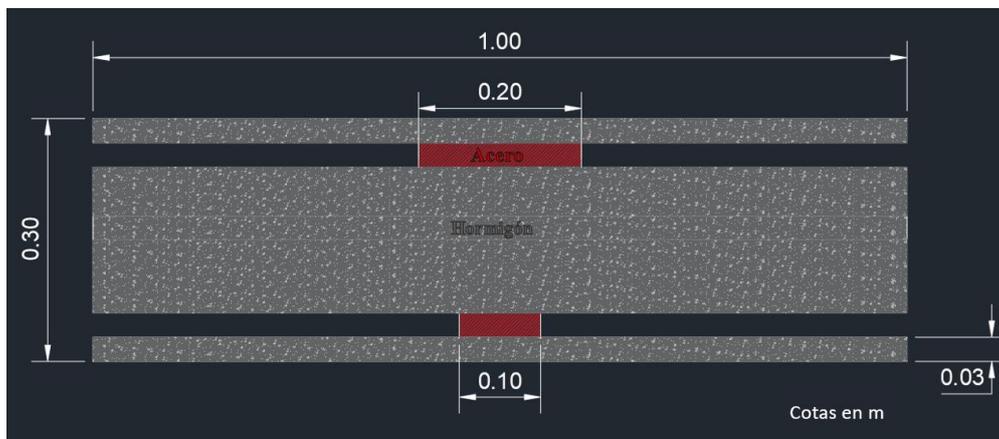


Figura 49. Representación en AutoCAD de la sección transversal modelizada en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

3.2 EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS

A continuación, voy a tratar de explicar brevemente uno de los diferentes procedimientos que existen para ejecutar el análisis de los archivos de entrada (inputs) y realizar el cálculo mediante elementos finitos con OOFEM. Para poder realizarlo es imprescindible tener descargado el programa, y que la carpeta desde donde ejecutemos el archivo de entrada contenga estos tres archivos:



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- oofem.lib
- oofem.dll
- oofem.exe

 oofem.lib	30/09/2020 16:16	Archivo LIB	2.481 KB
 oofem.dll	30/09/2020 16:16	Extensión de la ap...	6.990 KB
 oofem	30/09/2020 16:16	Aplicación	30 KB

Figura 50. Captura del explorador de archivos donde aparecen los necesarios para ejecutar el OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

Una vez instalados los archivos, el siguiente paso es abrir el Símbolo del sistema de Windows. Esto se puede lograr escribiendo “cmd” en la barra de Windows y pulsando intro. Nos aparecerá una consola como la que vemos en la figura 51. Para abrir, o mejor dicho, para enlazar con una carpeta, debemos escribir “cd” dejar un espacio y a continuación pegar la ruta de la carpeta que elijamos y pulsar intro.

Ejemplo: `cd C:\Users\carlo\Documents\2º Máster ICCP\TFM\TFM Fisuración\OOFEM\Material por capas.`

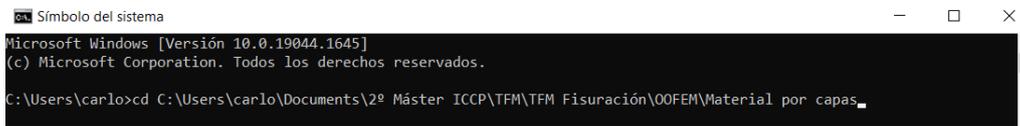


Figura 51. Captura del símbolo del Sistema de Windows enlazado a una carpeta. Fuente: Elaboración propia.

Una vez dentro de la carpeta que contiene tanto los archivos necesarios de OOFEM como los archivos de entrada (inputs), se puede comprobar que el proceso va por buen camino escribiendo “oofem” y pulsando intro. Nos aparecerá lo reflejado en la figura 51.

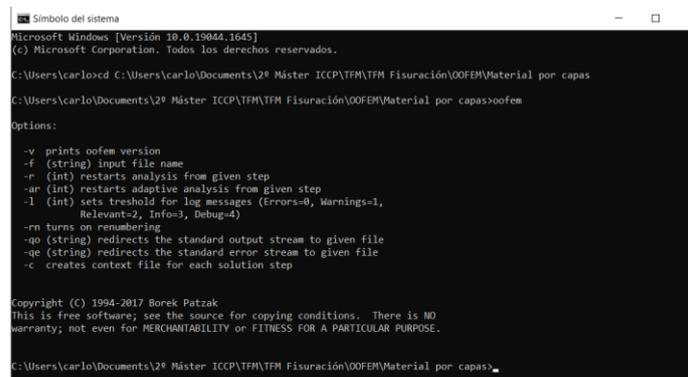


Figura 52. Captura de pantalla de la consola de Windows con el mensaje explicativo de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Se muestra una serie de opciones y qué comando escribir para llevarlas a cabo. En la parte inferior se muestra un mensaje de Copyright y el nombre del creador de OOFEM: Borek Patzak.

En este caso de estudio, solo se va a utilizar la segunda opción: “-f” que sirve para introducir el nombre del archivo de entrada y efectuar el análisis. La línea de texto a escribir debe ser:

```
oofem -f "nombre del archivo".txt
```

El ejemplo del voladizo que se ha utilizado para comentar las distintas secciones del archivo de entrada se llama: “prueba_fibras_carga_puntual_fct_0”. Como es un archivo del bloc de notas, un archivo de texto, su extensión es .txt y por ello se añade al final de la línea de comando. Se pulsa intro y OOFEM ejecuta el análisis.

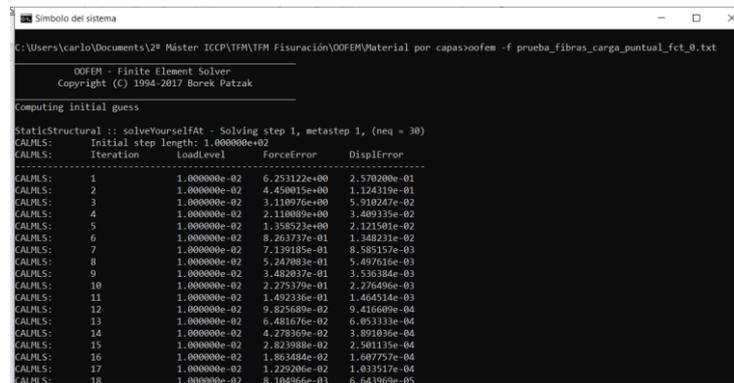


Figura 53. Captura de pantalla de la consola una vez OOFEM ejecuta el análisis. Fuente: Elaboración propia.

Si aparece el mensaje de ANALYSIS FINISHED sin ningún error o “warning” existirá en la misma carpeta que el input, un archivo de texto con el nombre que se eligiera en la sección 1 del documento de entrada conteniendo el archivo de texto de salida (output) con todos los resultados del análisis.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

```
StaticStructural :: solveYourselfAt - Solving step 3, metastep 1, (neq = 30)
CALMLS:   Initial step length: 1.000000e+02
CALMLS:   Iteration   LoadLevel   ForceError   DisplError
-----
CALMLS:   1           3.000000e-02  1.336867e-01  2.252457e-03
CALMLS:   2           3.000000e-02  4.936607e-01  3.832532e-02
CALMLS:   3           3.000000e-02  1.768565e-02  2.853692e-04
CALMLS:   4           3.000000e-02  6.508801e-02  5.023842e-03
CALMLS:   5           3.000000e-02  2.340084e-03  3.740518e-05
CALMLS:   6           3.000000e-02  8.581877e-03  6.614349e-04
CALMLS:   7           3.000000e-02  3.098562e-04  4.924709e-06
CALMLS:   8           3.000000e-02  1.131541e-03  8.713408e-05
CALMLS:   9           3.000000e-02  4.105128e-05  6.487364e-07
CALMLS:   Adjusted step length: 1.000000e+02
EngngModel info: user time consumed by solution step 3: 0.00s

ANALYSIS FINISHED

Real time consumed: 00h:00m:00s
User time consumed: 00h:00m:00s
Total 0 error(s) and 0 warning(s) reported

C:\Users\carlo\Documents\2º Máster ICCP\TFM\TFM Fisuración\OOFEM\Material por capas>
```

prueba_fibras_carga_puntual_fct_0 08/05/2022 12:07 Archivo OUT 91 KB

Figura 54. Captura de pantalla de la consola una vez ejecutado el análisis satisfactoriamente y del explorador de archivos con el fichero de salida generado automáticamente por OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 54 podemos ver el número de iteraciones, el nivel de carga, el error en la fuerza y en el desplazamiento. Esto es importante de cara a ajustar la tolerancia para que el archivo compile. Una tolerancia muy exigente puede hacer que el software no consiga que la solución converja a la par que una tolerancia demasiado laxa puede provocar resultados con errores muy groseros.

ERRORES Y AVISOS DE OOFEM

En la Figura 55 se observa un caso en el que, tras realizar todas las iteraciones, el software no puede cumplir con la tolerancia marcada en el input y nos devuelve el siguiente mensaje, que es un aviso y no un error, pues es capaz de crear un output:

```
Símbolo del sistema
CALMLS: 6 0.428571e+03 1.827721e+00 1.005300e-02
CALMLS: 7 0.428571e+03 5.527764e-01 7.329392e-03
CALMLS: 8 0.428571e+03 1.000999e+00 1.526006e-02
CALMLS: 9 0.428571e+03 5.403190e-01 6.700782e-03
CALMLS: 10 0.428571e+03 9.703485e-01 1.402833e-02
CALMLS: 11 0.428571e+03 5.218012e-01 6.563390e-03
CALMLS: 12 0.428571e+03 6.601513e-01 1.439332e-02
CALMLS: 13 0.428571e+03 4.942422e-01 6.195450e-03
CALMLS: 14 0.428571e+03 9.703479e-01 1.441330e-02
CALMLS: 15 0.428571e+03 4.627272e-01 5.400564e-03
CALMLS: 16 0.428571e+03 9.437806e-01 1.404924e-02
CALMLS: 17 0.428571e+03 4.438240e-01 5.833970e-03
CALMLS: 18 0.428571e+03 9.464694e-01 1.385155e-02
CALMLS: 19 0.428571e+03 4.278078e-01 5.455943e-03
CALMLS: 20 0.428571e+03 9.440097e-01 1.366270e-02
CALMLS: 21 0.428571e+03 4.100163e-01 5.149401e-03
CALMLS: 22 0.428571e+03 9.407885e-01 1.339767e-02
CALMLS: 23 0.428571e+03 9.28516e-01 4.807496e-03
CALMLS: 24 0.428571e+03 9.524871e-01 1.309965e-02
CALMLS: 25 0.428571e+03 3.772996e-01 4.733826e-03
CALMLS: 26 0.428571e+03 9.564522e-01 1.291846e-02
CALMLS: 27 0.428571e+03 3.521124e-01 4.413466e-03
CALMLS: 28 0.428571e+03 1.038527e+00 1.348302e-02
CALMLS: 29 0.428571e+03 1.174620e-01 3.443275e-03
CALMLS: 30 0.428571e+03 1.080457e+00 1.398394e-02
CALMLS: 31 0.428571e+03 2.999169e-01 2.708940e-03
CALMLS: 32 0.428571e+03 1.103864e+00 1.423399e-02
CALMLS: 33 0.428571e+03 2.900714e-01 2.352744e-03
CALMLS: 34 0.428571e+03 1.074792e+00 1.422158e-02
CALMLS: 35 0.428571e+03 2.794574e-01 2.307446e-03
CALMLS: 36 0.428571e+03 1.064176e+00 1.419973e-02
CALMLS: 37 0.428571e+03 2.900206e-01 2.319907e-03
CALMLS: 38 0.428571e+03 1.237262e+00 1.509764e-02
CALMLS: 39 0.428571e+03 1.626456e-01 1.839795e-03
CALMLS: 40 0.428571e+03 1.369352e+00 1.021378e-02

Warning: (C:\Users\bp\Documents\oofem_git\src\oofem\lib\calmls.C:414)
in CylindricalAxi: oofem::CylindricalAxi::solve:
Convergence not reached after 40 iterations

CALMLS: Adjusted step length: 3.000000e+05
EngngModel info: user time consumed by solution step 15: 4.00s

ANALYSIS FINISHED

Real time consumed: 00h:00m:09s
User time consumed: 00h:00m:09s
Total 0 error(s) and 1 warning(s) reported
```

Figura 55. Captura de pantalla de la consola una vez OOFEM ejecuta el análisis. Fuente: Elaboración propia.



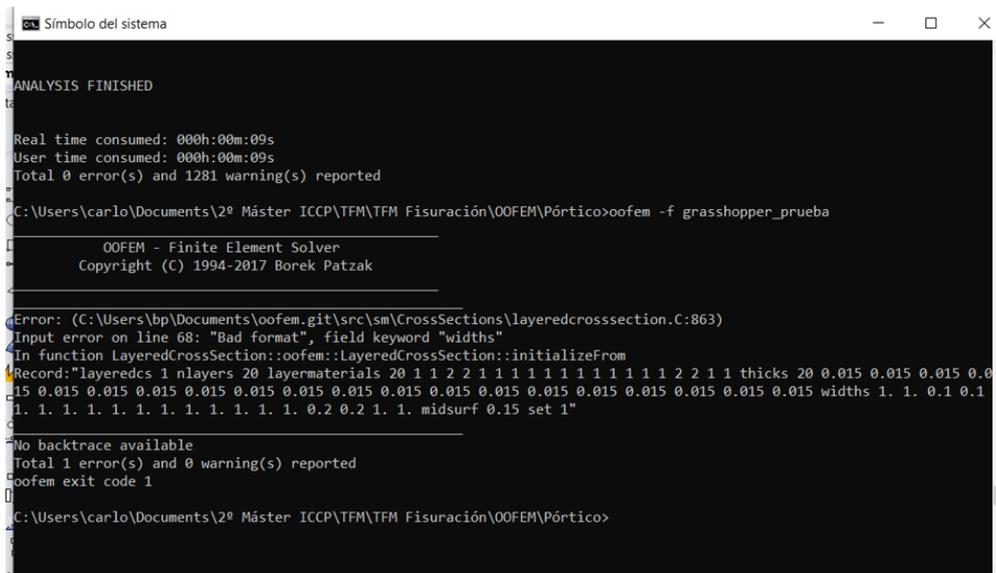
“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Dada esta situación, habría que analizar si el aviso se debe a una exigencia demasiado “fina” en la tolerancia o a una carga demasiado alta para la sección resistente en ese momento debido a la fisuración, en cualquier caso, se debe tener en cuenta esta circunstancia y no pasarlo por alto. El segundo escenario suele corresponder con otro tipo de aviso como el que se observa en la Figura 56, en ese caso, nos dice que no se alcanza el equilibrio local en la fibra 19 (que corresponde al J2plasticmaterial, es decir, al acero). Probablemente, la carga que se le quería introducir en ese step por medio del CALM sea muy elevada y haya plastificado el acero, que puede seguir deformándose, pero no puede tomar más carga.

```
Warning: (C:\Users\bp\Documents\oofem.git\src\sm\Materials\Obsolete\plasticmaterial.C:210)
In J2plasticMaterial::oofem::PlasticMaterial::giveRealStressVector, number: 2:
local equilibrium not reached in 40 iterations
Element 40, gp 19, continuing
```

Figura 56. Captura de pantalla de la consola de Windows una vez ejecutado el análisis con un aviso de equilibrio local no alcanzado. Fuente: Elaboración propia.

Se puede dar el caso de que haya un fallo en el formato o en la sintaxis del input, es muy común si se retoca a mano, quitar/añadir una condición de contorno y no cambiar el parámetro *nbc* en la línea de conjuntos.



```

s
s
t
t
ANALYSIS FINISHED

Real time consumed: 000h:00m:09s
User time consumed: 000h:00m:09s
Total 0 error(s) and 1281 warning(s) reported

C:\Users\carlo\Documents\2º Máster ICCP\TFM\TFM Fisuración\OOFEM\Pórtico>oofem -f grasshopper_prueba

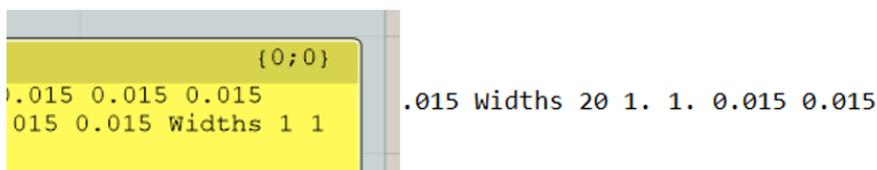
OOFEM - Finite Element Solver
Copyright (C) 1994-2017 Borek Patzak

Error: (C:\Users\bp\Documents\oofem.git\src\sm\CrossSections\layeredcrosssection.C:863)
Input error on line 68: "Bad format", field keyword "widths"
In function LayeredCrossSection::oofem::LayeredCrossSection::initializeFrom
Record:"layeredcs 1 nlayers 20 layermaterials 20 1 1 2 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 2 2 1 1 thicks 20 0.015 0.015 0.015 0.0
15 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 0.015 widths 1. 1. 0.1 0.1
1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 0.2 0.2 1. 1. midsurf 0.15 set 1"

No backtrace available
Total 1 error(s) and 0 warning(s) reported
oofem exit code 1

C:\Users\carlo\Documents\2º Máster ICCP\TFM\TFM Fisuración\OOFEM\Pórtico>

```



```

{0;0}
.015 0.015 0.015
015 0.015 Widths 1 1 .015 Widths 20 1. 1. 0.015 0.015

```

Figura 57. Error por mala sintaxis o formato en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

En este caso al vector de anchos al definir la sección, le faltaba definir el número de componentes del vector, es decir el número de capas. En la imagen inferior izquierda se ve el error cometido en el código de Grasshopper, y en la inferior derecha, ya corregido.

Otro fallo recurrente, tiene que ver con que el programa compile y llegue a sacar un archivo de salida, pero haya un problema a nivel de equilibrio estructural como por ejemplo que la estructura es un mecanismo o que falte coaccionar algunos movimientos. El archivo de salida que muestra se aprecia en la siguiente figura.

```

PorticoParametric: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { stressw -nan(ind) }
GP 1.15 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { stressw -nan(ind) }
GP 1.16 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { stressw -nan(ind) }
GP 1.17 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { }
GP 1.18 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { stressw -nan(ind) }
GP 1.19 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { }
GP 1.20 : strains -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
stresses -nan(ind) 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -nan(ind) 0.0000e+00
status { stressw -nan(ind) }
] end layers report

REACTIONS OUTPUT:

Node 1 Idof 1 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]
Node 1 Idof 3 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]
Node 1 Idof 5 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]
Node 31 Idof 1 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]
Node 31 Idof 3 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]
Node 31 Idof 5 reaction -nan(ind) [bc-ld: 1]

User time consumed by solution step 2: 0.000 [s]

Finishing analysis on: Wed Mar 23 10:39:24 2022

Real time consumed: 000h:00m:00s
User time consumed: 000h:00m:00s

```

Figura 58. Archivo de salida de error por fallo de equilibrio. Fuente: Elaboración propia.

Por último, otro posible fallo utilizando el modelo de material con fisuración es este, en el que, por desgracia, hemos introducido la deformación de fractura ef con un valor inferior a la deformación de fisuración $e0$, algo que no tiene sentido como se puede observar en la figura bajo estas líneas.

```

CALMLS: 1 4.800000e-01 6.256396e-12 2.098650e-13
CALMLS: Adjusted step length: 8.000000e+02
EngngModel info: user time consumed by solution step 6: 0.00s
Computing initial guess

StaticStructural :: solveYourselfAt - Solving step 7, metastep 1, (neq = 30)
CALMLS: Initial step length: 8.000000e+02
CALMLS: Iteration LoadLevel ForceError DisplError
-----
Warning: (C:\Users\bp\Documents\oofem.git\src\sm\Materials\ConcreteMaterials\ldm1.C:1299)
In IsotropicDamageMaterial1::oofem::IsotropicDamageMaterial1::initDamaged, number: 1:
Fracturing strain ef=9.653000e-05 is lower than the elastic strain e0=0.000097, possible snap-back. Increase fracturing strain to 0.000097. Element number 1

Error: (C:\Users\bp\Documents\oofem.git\src\sm\Materials\ConcreteMaterials\ldm1.C:1301)
In IsotropicDamageMaterial1::oofem::IsotropicDamageMaterial1::initDamaged, number: 1:

No backtrace available
Total 1 error(s) and 1 warning(s) reported
oofem exit code 1

C:\Users\carlo\Documents\2º Máster ICCP\TFM\TFM Fisuración\OOFEM\Material por capas

```

Figura 59. Error al introducir las variables que controlan la fisuración. Fuente: Elaboración propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

3.3 EXPLICACIÓN DEL OUTPUT

Por último, se explicará brevemente la estructura del archivo de salida, pues no es nada visual ni intuitiva. Como ya se ha mencionado al principio del documento, se trabaja volcando el archivo en Excel para poder analizar y graficar los resultados decentemente.

prueba_fibras_carga_puntual_fct_0: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

Starting analysis on: Sun May 8 12:07:18 2022

Test of 17beam2d elements -> cantilever loaded by end moment with plastic layers

Output for time 1.00000000e+00

Output for domain 1

DofManager output:

Node 1 (1):

dof 1 d 0.00000000e+00

dof 3 d 0.00000000e+00

dof 5 d 0.00000000e+00

Node 2 (2):

dof 1 d 8.82471252e-07

dof 3 d -1.24515466e-05

dof 5 d 2.47967669e-05

Node 3 (3):

dof 1 d 1.67205079e-06

dof 3 d -4.83947671e-05

dof 5 d 4.69833477e-05

Node 4 (4):

dof 1 d 2.36873862e-06

dof 3 d 1.85219475e-04

dof 5 d 6.65597426e-05

Node 5 (5):

dof 1 d 2.9253471e-06

dof 3 d -1.80315486e-04

dof 5 d 8.35259513e-05

Node 6 (6):

dof 1 d 3.48323907e-06

dof 3 d -2.71872611e-04

dof 5 d 9.78819737e-05

Node 7 (7):

dof 1 d 3.38185168e-06

dof 3 d -3.74880666e-04

dof 5 d 1.89627818e-04

Node 8 (8):

dof 1 d 4.22657008e-06

dof 3 d -4.89129461e-04

dof 5 d 1.18763454e-04

Node 9 (9):

dof 1 d 4.45830708e-06

dof 3 d -6.11208054e-04

dof 5 d 1.25287790e-04

Node 10 (10):

dof 1 d 4.58338319e-06

dof 3 d -7.38481646e-04

dof 5 d 1.29178724e-04

Node 11 (11):

dof 1 d 4.57797951e-06

dof 3 d -8.68050267e-04

dof 5 d 1.29913270e-04

REACTIONS OUTPUT:

Node 1 (dof 1) reaction 0.0000e+00 [bc-ld-1]

Node 1 (dof 3) reaction 1.0000e+02 [bc-ld-3]

Node 1 (dof 5) reaction -1.0000e+01 [bc-ld-5]

User time consumed by solution step 1: 0.000 [s]

Element output:

element 1 (1)

GP 1.1 : strains 8.8247e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 2.4797e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses 8.8211e-03 0.0000e+00 0.0000e+00 5.5000e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.0000e+02 0.0000e+00

status { kappa 0.000000 }

Layers report

GP 1.1 : strains -2.4651e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses -7.3953e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.6454e+02 0.0000e+00

status { kappa 0.000000 }

GP 1.2 : strains -1.7212e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses -3.6145e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -4.4657e+03 0.0000e+00

status { }

GP 1.3 : strains -9.7720e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses -2.9319e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.6454e+02 0.0000e+00

status { kappa 0.000000 }

GP 1.4 : strains -2.3318e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses -7.0015e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.6454e+02 0.0000e+00

status { kappa 0.000000 }

GP 1.5 : strains 5.1852e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00

status { kappa 0.000001 damage 1.000000 crackVector 0.821176 0.000000 0.999776, dist0 0.000000, free0 0.000000, stress0 0.000000 }

GP 1.7 : strains 1.9983e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00

stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00

Figura 60. Captura de pantalla del archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

La salida de resultados se da en otro archivo de texto, como se ha comentado anteriormente, de difícil y tediosa interpretación. En la Figura 60 se han señalado las partes más importantes, destacando las reacciones y la variable del daño que aparece en las fibras traccionadas de hormigón cuando elegimos este tipo de material (idm1). El output sigue siempre la misma estructura para cada step, empieza con los movimientos en los nodos (eje X, eje Z y giro) y sigue con los resultados de tensiones y deformaciones en cada fibra de cada elemento para terminar con las reacciones. En el ejemplo, el nodo 1 corresponde con el empotramiento y por ello todos sus movimientos son nulos. La carga, $P = 100 \text{ N}$, se aplicaba en el extremo, nodo 11, por lo que la reacción en cuanto a momento será de $100 \text{ N} * 10 \text{ m} = 1000 \text{ N*m}$ (dof 5) y la vertical = $P = 100 \text{ N}$.

Haciendo zoom a los resultados del elemento número 1 en la Figura 60, se han resaltado los esfuerzos: en azul el axil, en amarillo el momento flector y en rojo el cortante. El cortante es constante en toda la viga e igual a la carga aplicada en el extremo (100N). El axil es lógicamente nulo. Cabe pensar que el momento debiera ser $1.000\text{e}+03$, es decir 1000 N*m , pues el elemento 1 corresponde al inicio de la viga en el empotramiento, pero tras investigar un par de casos se demostró que para este tipo de elemento (LIBeam2D) los esfuerzos que muestra OOFEM corresponden a la mitad del elemento, en este caso a 0.5 m del empotramiento, pues la viga voladizo era de 10 m con elementos cada metro. Es por eso que:

$$M(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right) * M_{empotramiento}$$

Con $L = 10 \text{ m}$ $M_{empotramiento} = 1000 \text{ N} * \text{m}$ $x = 0.5 \text{ m}$

$$M(0.5) = \left(1 - \frac{0.5}{10}\right) * 1000 = 0.95 * 1000 = 950 \text{ N} * \text{m}$$

```

Element output:
-----
element 1 ( 1 ) :
GP 1.1 : strains  8.8247e-07  0.0000e+00  0.0000e+00  2.4797e-05  0.0000e+00  0.0000e+00  -5.3163e-08  0.0000e+00
            stresses  -8.8211e-03  0.0000e+00  0.0000e+00  9.5000e+02  0.0000e+00  0.0000e+00  -1.0000e+02  0.0000e+00
status { stressW 0.000000 }
Layers report
{
GP 1.1 : strains  -2.4651e-06  0.0000e+00  0.0000e+00  0.0000e+00  -5.3163e-08  0.0000e+00
            stresses  -7.3953e+04  0.0000e+00  0.0000e+00  0.0000e+00  -6.6454e+02  0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }

```

Figura 61. Zoom de resultados de esfuerzos en la viga de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

El “Layers report” nos ofrece información de la tensión y deformación en cada capa de nuestro material. Para ello utiliza las siglas GP, pertenecientes a Gauss Point, que no son otra cosa que puntos de integración para la computación de elementos finitos. En este



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

caso, el GP 1.1 corresponde con la fibra más comprimida. La deformación (strains) y la tensión (stresses) están relacionadas mediante el módulo de Young del material correspondiente a esa capa: el hormigón. A continuación, se comprueba mediante la ecuación constitutiva:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c * E_c &= \sigma_c & - 2.4651 \times 10^{-6} * 30 \times 10^9 Pa &= \sigma_c \\ \sigma_c &= -73953 = -7.3953 \times 10^4 Pa = -0.073953 MPa \end{aligned}$$

En la figura siguiente, destaca la aparición del concepto de daño. Es la variable que controla la fisuración de las fibras de hormigón y la que nos permite realizar el cálculo no lineal que deseamos llevar a cabo en este proyecto. Para este ejemplo, se eligió una $e0 = 1 \cdot 10^{-7}$ (deformación en la que el hormigón empieza a fisurar) es decir, una resistencia a tracción del hormigón prácticamente nula y además se designó una $ef \approx e0$ por lo que se eliminaba cualquier capacidad de aportación del hormigón una vez traccionase. Sabido esto, y con el concepto de daño aclarado en los apartados 4.3 y 4.4 se puede comprender que todas las fibras cuya deformación sea mayor a $e0$ estarán rotas por completo, es decir con daño (*damage*) igual a 1.

$$f_{ct} = e0 \times E_c = 10^{-7} \times 30 \times 10^9 = 3000 Pa = 0.003 MPa \cong 0 MPa$$

En este caso las fibras 5,6,7,8 y 10 están traccionadas y con una deformación superior a 10^{-7} , es por eso que en su *status* aparece el *damage* 1.00000 y la tensión que aportan es nula. La fibra 9 no presenta daño pues pertenece a la armadura de acero y en ella se cumplirá la relación de la ecuación constitutiva:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s * E_s &= \sigma_s & 3.4861 \times 10^{-6} * 210 \times 10^9 Pa &= \sigma_s \\ \sigma_s &= 732081 = 7.3209 \times 10^5 Pa = 0.73 MPa \end{aligned}$$

Esta relación se cumple también para la fibra 2, donde aparece la armadura a compresión. Es sencillo advertir que las tensiones son muy bajas, ya que la carga tiene un valor bajo (0.1 kN) para las dimensiones de la viga y la sección. La razón tiene que ver con que es un caso meramente explicativo en el que se pudieran comprobar fácilmente los esfuerzos y posibilitar la aparición del concepto de daño, aunque se explique más específicamente en otros apartados.

También aparecen otras variables en el status de cada capa de escasa importancia y difícil comprensión que no serán objeto de profundización en este estudio como son: *crackVector* – orientación de la fisura normalizada a la magnitud del daño, *dissW* – Densidad del trabajo disipado, *freeE* – Densidad de energía liberada, *stressW* – Densidad de trabajo total de las tensiones para incrementar las deformaciones.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```

GP 1.2 : strains -1.7212e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses -3.6145e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -4.4657e+03 0.0000e+00q
status { }
GP 1.3 : strains -9.7729e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses -2.9319e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.6454e+02 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.4 : strains -2.3338e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses -7.0015e+03 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.6454e+02 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.5 : strains 5.1052e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00
status { kappa 0.000001, damage 1.000000 crackVector 0.051857 0.000000 0.998654, dissW 0.000000, freeE 0.000000, stressW 0.000000 }
GP 1.6 : strains 1.2544e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00
status { kappa 0.000001, damage 1.000000 crackVector 0.021176 0.000000 0.999776, dissW 0.000000, freeE 0.000000, stressW 0.000000 }
GP 1.7 : strains 1.9983e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00
status { kappa 0.000002, damage 1.000000 crackVector 0.013298 0.000000 0.999912, dissW 0.000000, freeE 0.000000, stressW 0.000000 }
GP 1.8 : strains 2.7422e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00
status { kappa 0.000003, damage 1.000000 crackVector 0.009692 0.000000 0.999953, dissW 0.000000, freeE 0.000000, stressW 0.000000 }
GP 1.9 : strains 3.4861e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
          stresses 7.3209e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -4.4657e+03 0.0000e+00
status { }
GP 1.10 : strains 4.2300e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3163e-08 0.0000e+00
           stresses 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00
status { kappa 0.000004, damage 1.000000 crackVector 0.006284 0.000000 0.999980, dissW 0.000000, freeE 0.000000, stressW 0.000000 }
} end layers report

```

Figura 62. Zoom del informe de capas en la viga de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

4 PROCESO DE COMPRENSIÓN DEL PROGRAMA Y CALIBRACIÓN DEL MODELO MEDIANTE MÉNSULA

4.1 CASO VOLADIZO, MATERIAL HOMOGÉNEO

Para empezar a comprender el programa, se empezó a trabajar con un voladizo (también se analizó una viga biapoyada), con un material elástico y lineal de sección transversal simple. Sobre el extremo se aplicó un momento constante para comprobar las reacciones y los esfuerzos con el cálculo “a mano” tradicional. El ejemplo se trata de una viga de 10 metros discretizada en 6 nodos. El momento aplicado es de 1000 N en el extremo del voladizo. El material tiene un módulo de deformación de $30 \cdot 10^9$ Pa y una inercia de 1 m^4 . Se adjunta a continuación una captura de parte del archivo de entrada de OOFEM, donde pueden verse los parámetros comentados y se puede apreciar una característica importante del software, y es que no tiene unidades, las características mecánicas y las geometrías deben ser coherentes unas con otras.

```

voladizo_10m: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
#Author: Carlos Delgado
#Date: 27-10-2021
#Project: Beam 2d - first contact
#Input file name
#voladizo_10m.in
#Output file name
voladizo_10m.out
Analysis type -> Simple beam structure - linear analysis
StaticStructural nsteps 1 nmodules 0
domain 2dBeam
OutputManager tstep_all dofman_all element_all
ndofman 6 nelelem 5 ncrosssect 1 nmat 1 nbc 2 nic 0 nltf 1 nset 3
#Node List
node 1 coords 3 0 0 0
node 2 coords 3 2 0 0
node 3 coords 3 4 0 0
node 4 coords 3 6 0 0
node 5 coords 3 8 0 0
node 6 coords 3 10 0 0
#End Node List
#Element List
Beam2d 1 nodes 2 1 2
Beam2d 2 nodes 2 2 3
Beam2d 3 nodes 2 3 4
Beam2d 4 nodes 2 4 5
Beam2d 5 nodes 2 5 6
#End Element List
#Cross Section List
SimpleCS 1 area 1.e8 Iy 1 beamShearCoeff 1E+18 thick 1 material 1 set 1
#End Cross Section List
#Material List
IsoLE 1 d 25 E 30e9 n 0.2 tAlpha 0.000012
#End Material List
#Boundary Conditions and Load List
BoundaryCondition 1 loadTimeFunction 1 dofs 3 1 3 5 values 3 0 0 0 Set 2
NodalLoad 2 loadTimeFunction 1 dofs 1 5 components 1 1000 Set 3 reference
#End B.C and load List
ConstantFunction 1 f(t) 1
#Set List
Set 1 elementranges {{1 5}}
Set 2 nodes 1 1
Set 3 nodes 1 6
#End Set List

```

Figura 63 Archivo de entrada voladizo sección homogénea. Fuente: elab. propia

```

DofManager output:
-----
Node 1 ( 1):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 0.00000000e+00
dof 5 d 0.00000000e+00
Node 2 ( 2):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 6.6666667e-08
dof 5 d -6.6666667e-08
Node 3 ( 3):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 2.6666667e-07
dof 5 d -1.3333333e-07
Node 4 ( 4):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 6.0000000e-07
dof 5 d -2.0000000e-07
Node 5 ( 5):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 1.0666667e-06
dof 5 d -2.6666667e-07
Node 6 ( 6):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 1.6666667e-06
dof 5 d -3.3333333e-07

```

No hay desplazamientos ni giros en el apoyo (empotramiento)

Flecha en extremo voladizo
Giro en el extremo del voladizo

Viga voladizo

L	10	m
M	1000	N*m
E	3.00E+10	Pa
I	1.00E+00	m ⁴

Reacción vertical	0	0	N
Reacc Momento Emp	M	1000	N*m
Flecha extremo voladizo	$ML^2/2EI$	1.667E-06	m
Giro extremo voladizo	ML/EI	3.333E-07	rad

Figura 64 Resultados de OOFEM y contraste en Excel analíticamente. Fuente: elab. propia

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

También se realizó un primer análisis en una viga biapoyada de 8 metros de luz discretizada solamente en 3 nodos, luego constará de 2 elementos. La carga es de 10 N en centro de luz. La inercia en este caso es de 10 m^4 y el módulo de elasticidad de $30 \cdot 10^6 \text{ Pa}$.

```
SimpleCS 1 area 1.e8 Iy 10 beamShearCoeff 1E+18 thick 1 material 1 set 1
#End Cross Section List
#Material List
IsoLE 1 d 25 E 30000000 n 0.2 tAlpha 0.000012
#End Material List
#Boundary Conditions and Load List
BoundaryCondition 1 loadTimeFunction 1 dofs 3 1 2 3 values 3 0 0 0 Set 2
BoundaryCondition 2 loadTimeFunction 1 dofs 2 2 3 values 2 0 0 Set 4
NodalLoad 3 loadTimeFunction 1 dofs 3 1 3 5 values 3 1 1 0 Components 3 0 10 0 Set 3
```

Figura 65. Archivo de entrada viga biapoyada. Fuente: elab. propia.

En las figuras inferiores se adjunta captura de los resultados de OOFEM y de una sencilla comprobación en Excel. Como se puede ver, coinciden todos los valores de desplazamientos (giro en el apoyo y flecha en centro de luz).

Analysis type -> Simple beam structure - linear analysis

Output for time 1.00000000e+00
Output for domain 1

DofManager output:

```
Node 1 ( 1):
dof 1 d 0.00000000e+00 Desplaz. horizontal nulo (No hay axil)
dof 3 d 0.00000000e+00
dof 5 d -1.33333333e-07 Giro en los apoyos (simetría)
Node 2 ( 2):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 3.55555556e-07 Flecha en centro de luz
dof 5 d 1.65436123e-23
Node 3 ( 3):
dof 1 d 0.00000000e+00
dof 3 d 0.00000000e+00
dof 5 d 1.33333333e-07 Giro en los apoyos (simetría)
```

Viga biapoyada

L	8	m
P	10	N
E	30000000	Pa
I	10	m ⁴

Reacción vertical	P/2	5	N
Momento centro luz	PL/4	20	N*m
Flecha centro luz	$PL^3/48EI$	3.55556E-07	m
Giro apoyo	$PL^2/16EI$	1.33333E-07	rad

Figura 66. Salida de resultados de movimientos en OOFEM y comprobación en Excel. Fuente: Elab. propia.

Se aprovecha este caso para complementar el apartado donde se explicaba el archivo de salida de resultados de OOFEM, y es que, en esta ocasión, el elemento utilizado para modelizar la viga es Beam2D (y no LIBeam2D) que nos muestra los esfuerzos y los movimientos al principio (*i*) y al final (*j*) del elemento. Por tanto, el elemento 1 nos mostrará en su parte *i* los esfuerzos y movimientos correspondientes al apoyo y en su parte *j* los correspondientes al nodo de centro de luz. Se vuelve a comprobar que coinciden los esfuerzos (Momento en centro de luz, *M_j*) y las reacciones (Reacción vertical apoyo 1) con los calculados en Excel por lo que confirmamos que OOFEM es fiable para este material y sección.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

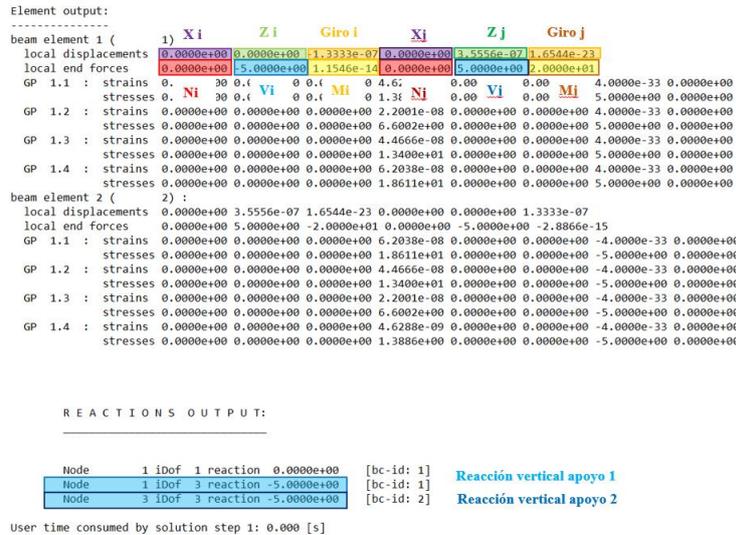


Figura 67. Salida de resultados de esfuerzos y reacciones en OOFEM. Fuente: Elab. propia.

4.2 CASO VOLADIZO, MATERIAL HETEROGÉNEO (FIBRAS)

Una vez comprobado que el material lineal con sección transversal simple funcionaba correctamente, y entendidos ciertos mecanismos de introducción de geometría y lectura de resultados, se dio paso a utilizar la sección transversal por capas con el material *idm1* que simula la fisuración, primer escalón para conseguir modelizar el hormigón armado. El nombre de esta sección en OOFEM es *LayeredCS* (Layered Cross Section). Numerosos estudios confirman que es un método extendido y computacionalmente competente en ingeniería como por ejemplo la tesis de Celso Iglesias dirigida por Javier Manterola [54], G. Kaklauskas [28] y Spacone et al o Tao M. et al. [55].

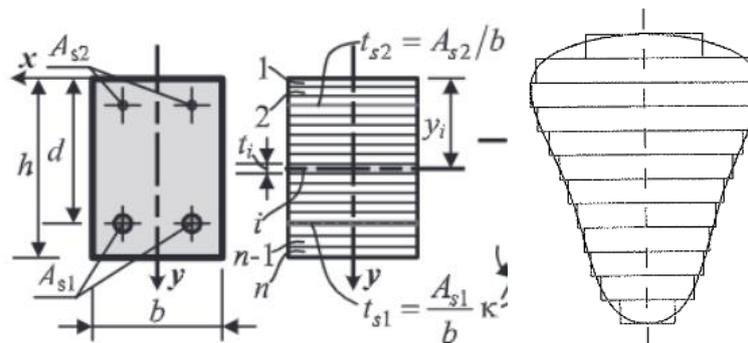


Figura 68 Modelo de una sección en capas. Fuente: izq. Kaklauskas y Gribniak [56] ; dcha. Iglesias C.[54]



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

extremo del voladizo de 10 N*m, traccionando las fibras superiores y comprimiendo las inferiores. Se eligió este caso por su sencillez de análisis ya que todas las secciones tienen la misma sollicitación y por tanto tendrán las mismas deformaciones ya sea la sección del empotramiento o la extrema en el voladizo y así se refleja en el output de OOFEM.

Para este tipo de sección transversal, la inercia no se introduce directamente en el input como un parámetro. La inercia será la suma de las inercias de cada fibra de hormigón, en este caso, como todas tienen el mismo canto, ancho y la sección es simétrica, directamente la inercia será la de una sección 0.3 m canto x 1 m ancho.

$$I_{total} = \sum_{i=1}^{n=10} I_i = \sum_{i=1}^{n=10} \frac{1}{12} b_i \times h_i^3 + (A_i \times d_i^2)$$

$$I_{total} = \frac{1}{12} b \times h^3 = \frac{1}{12} 1 \times 0.3^3 = 0.00225 \text{ m}^4$$

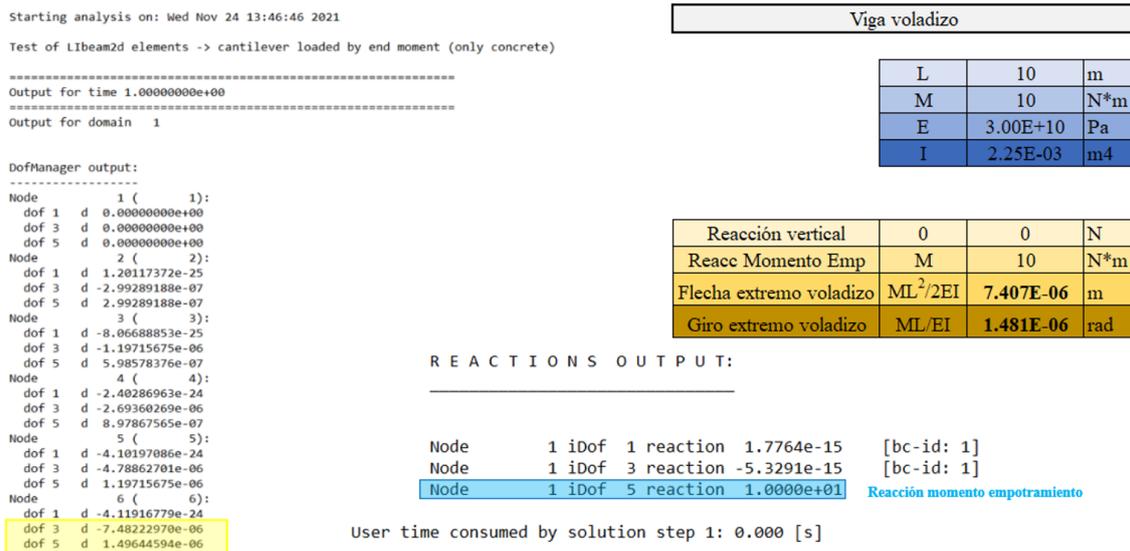


Figura 71. Salida de resultados de movimientos y reacciones en OOFEM y comprobación en Excel. Fuente: Elaboración propia.

El resultado es muy bueno tanto en la flecha y giro en el extremo del voladizo, como en reacciones, que responden correctamente a la carga de un momento de 10 N*m.

Se va a proceder ahora a analizar las tensiones y deformaciones de cada fibra para seguir con la calibración del modelo. Conviene recalcar que OOFEM, nos da las deformaciones y tensiones en centro de cada fibra. En la Figura 72 se muestran los resultados de OOFEM para el elemento número 1 y el punto de integración de Gauss GP 1.1. Los puntos de integración de Gauss no tienen mayor importancia en este caso porque el momento es

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

constante a lo largo de la sección, pero sí debemos tenerlos en cuenta para futuros casos. No dejan de ser puntos de interpolación intermedios entre nodos, es decir que nos dan resultados a aproximadamente $l/4$ del elemento siendo l la longitud del elemento. El análisis será en el rango lineal, aunque se utilice el material de fisuración, ya que la carga introducida es muy, muy reducida: $10 \text{ N}\cdot\text{m}$. Por ello, la fibra neutra debe permanecer a mitad de canto de la sección ($h = 0.3 \text{ m}$, luego $z_{f.n} = 0.15 \text{ m}$) y las deformaciones y tensiones deben ser simétricas respecto a ella (como se comenta en la Figura 72).

```

Element output:|
-----
beam element 1 ( 1) :
  local displacements 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.2012e-25 2.9929e-07 -2.9929e-07
  local end forces 1.7764e-15 -5.3291e-15 1.0000e+01 -1.7764e-15 5.3291e-15 -1.0000e+01
  GP 1.1 : strains -6.0059e-26 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.4964e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 3.5527e-15 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.0000e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 6.2039e-15 0.0000e+00
status { stressW 0.000000 }
Layers report
{
  GP 1.1 : strains 2.0202e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 6.0606e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.2 : strains 1.5713e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 4.7138e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.3 : strains 1.1223e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 3.3670e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.4 : strains 6.7340e-09 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 2.0202e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.5 : strains 2.2447e-09 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses 6.7340e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.6 : strains -2.2447e-09 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses -6.7340e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
  GP 1.7 : strains -6.7340e-09 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses -2.0202e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { stressW 0.000001 }
  GP 1.8 : strains -1.1223e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses -3.3670e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { stressW 0.000002 }
  GP 1.9 : strains -1.5713e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses -4.7138e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00
status { stressW 0.000004 }
  GP 1.10 : strains -2.0202e-08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.6544e-24 0.0000e+00
            stresses -6.0606e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0680e-14 0.0000e+00

```

Figura 72. Salida de resultados de deformaciones y tensiones en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

Para calibrar el modelo y comprobar que todo funciona correctamente, se ha reproducido el caso en una hoja Excel que se muestra en el ANEXO: Excel Calibración. En él se calcula el momento que soporta la sección como la suma de las tensiones de cada fibra multiplicada por su brazo mecánico.

$$M_{sección} = \sum_{i=1}^{n=10} M_i = \sum_{i=1}^{n=10} N_i \times z_i = \sum_{i=1}^{n=10} \epsilon_i \times E \times A_i \times z_i$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

A partir de una serie de datos que se muestran en la Figura 72, entre los que destacan la deformación de la fibra superior e inferior, se calcula la posición de la fibra neutra y las deformaciones de todas las fibras. A continuación, se obtienen las tensiones en cada fibra y posteriormente la fuerza y el momento. Se realiza el sumatorio y se alcanza el momento que está actuando sobre esa sección. Como se puede comprobar en la Figura 73, la suma es idéntica al valor del momento de cálculo de OOFEM.

	Deformaciones	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Dist a fibra neutra(m)	Momento a f.n(N*m)	Dist a base (m)	Momento a base (N*m)	Ten: con (
10	-2.02E-08	-6.0606E+02	-1.82E+01	-0.135	2.45E+00	0.285	-5.18E+00	
9	-1.57E-08	-4.7138E+02	-1.41E+01	-0.105	1.48E+00	0.255	-3.61E+00	
8	-1.12E-08	-3.3670E+02	-1.01E+01	-0.075	7.58E-01	0.225	-2.27E+00	
7	-6.73E-09	-2.0202E+02	-6.06E+00	-0.045	2.73E-01	0.195	-1.18E+00	
6	-2.24E-09	-6.7340E+01	-2.02E+00	-0.015	3.03E-02	0.165	-3.33E-01	
SUMA					5.00E+00		-1.26E+01	
5	2.24E-09	6.7340E+01	2.02E+00	0.015	3.03E-02	0.135	2.73E-01	
4	6.73E-09	2.0202E+02	6.06E+00	0.045	2.73E-01	0.105	6.36E-01	
3	1.12E-08	3.3670E+02	1.01E+01	0.075	7.58E-01	0.075	7.58E-01	
2	1.57E-08	4.7138E+02	1.41E+01	0.105	1.48E+00	0.045	6.36E-01	
1	2.02E-08	6.0606E+02	1.82E+01	0.135	2.45E+00	0.015	2.73E-01	
SUMA					5.00E+00		2.58E+00	

Momento f.n	10.00	N*m	Momento base	10.00	N*m
OOFEM	10.00	N*m	OOFEM	10.00	N*m

Figura 73. Cálculo de calibración en Excel. Fuente: Elaboración propia.

Para finalizar, se procedió a calcular las tensiones en cada fibra a partir de la ecuación de Navier, cumpliéndose la hipótesis de que “las secciones planas y perpendiculares al eje de la viga antes de la deformación, siguen siendo planas y perpendiculares al eje de la viga después de la deformación”:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y \times y}{I_y} + \frac{M_x \times x}{I_x}$$

En la siguiente figura se realiza el cálculo de las tensiones con Navier, y a partir de ellas el momento, consiguiendo una casi perfecta aproximación del 99%.

	Deformaciones	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Tensiones con Navier (Pa)	Fuerza Navier (N)	Momento Navier (N*m)
10	-2.02E-08	-6.0606E+02	-1.82E+01	-600.00	-18	2.43
9	-1.57E-08	-4.7138E+02	-1.41E+01	-466.67	-14	1.47
8	-1.12E-08	-3.3670E+02	-1.01E+01	-333.33	-10	0.75
7	-6.73E-09	-2.0202E+02	-6.06E+00	-200.00	-6	0.27
6	-2.24E-09	-6.7340E+01	-2.02E+00	-66.67	-2	0.03
4.95						
5	2.24E-09	6.7340E+01	2.02E+00	66.67	2	0.03
4	6.73E-09	2.0202E+02	6.06E+00	200.00	6	0.27
3	1.12E-08	3.3670E+02	1.01E+01	333.33	10	0.75
2	1.57E-08	4.7138E+02	1.41E+01	466.67	14	1.47
1	2.02E-08	6.0606E+02	1.82E+01	600.00	18	2.43
4.95						

Momento Navier	9.90	N*m
OOFEM	10.00	N*m

Figura 74. Cálculo de Calibración en Excel con Navier. Fuente: Elaboración propia.

Se puede confirmar por tanto que la sección transversal definida por capas con fibras de hormigón en cálculo lineal es computada correctamente por el software de elementos finitos. El siguiente paso en la calibración, será introducir el segundo material (acero) y proceder al cálculo no lineal, fisurando las fibras de hormigón.

4.3 CASO VOLADIZO, MATERIAL HETEROGÉNEO (FIBRAS FISURADAS)

Tras múltiples archivos de prueba, incrementando su complejidad lentamente para no perder el control sobre los resultados, se llega al caso clave: la incorporación de las fibras de acero y de una carga de una magnitud tal, que fisure el hormigón. Es ya el hito previo a que la modelización se asemeje considerablemente a un problema real y poder ratificar el software de elementos finitos como válido para nuestra investigación del comportamiento del hormigón armado en fisuración.

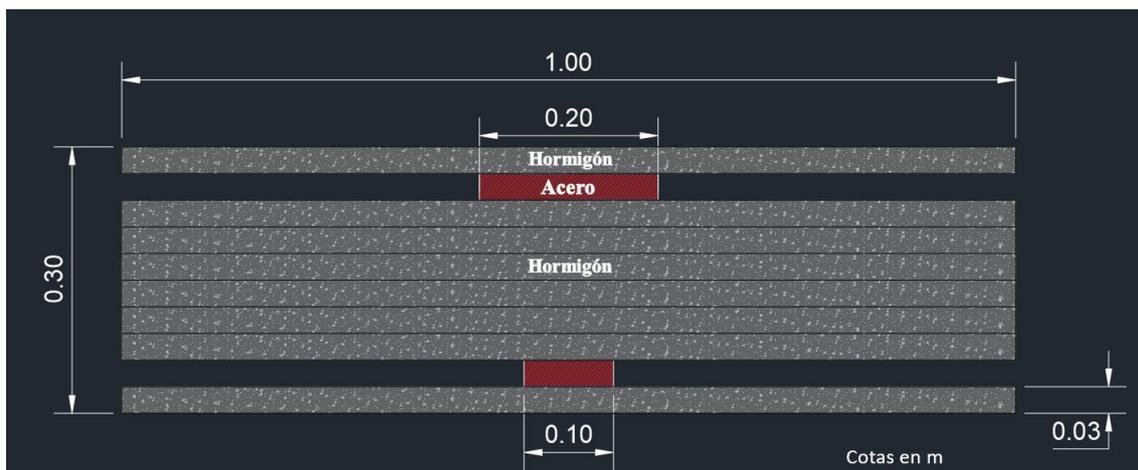


Figura 75 Sección transversal de hormigón armado que entiende OOFEM. Fuente: elab. propia

El material para el hormigón es el material especial *idm1* que se comenta con más profundidad en el apartado 4.5 y que nos permite tener en cuenta la fisuración.

El material para el acero es un material simple que nos da la posibilidad de dotarle de ciertas propiedades mecánicas como el módulo de Young, el coeficiente de Poisson, el coeficiente de dilatación térmica y el límite elástico, así como su densidad. En los primeros meses de trabajo, se asumió que era un material perfectamente plástico, ya que así lo aseguraba el manual (Figura 77), por lo que no tendría endurecimiento y el diagrama sería constante en cuanto se alcance la plastificación. Pero indagando en el foro de OOFEM, único lugar donde se puede encontrar algo de ayuda sobre el software, se hayó un mensaje del creador Borek Patzak donde dice que se le puede añadir una variable más:



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

ihm – hardening moduli. Es decir, el módulo de endurecimiento del acero una vez ha alcanzado la tensión de plastificación. Se recuerda que esta rama será lineal.

1.4.6 Perfectly plastic material with Mises yield condition - Steel1

This is an older model, kept here for compatibility with previous versions. It uses Mises plasticity condition with no hardening and under small strain only. The model description and parameters are summarized in Tab. 16. All its features are included in the model described in Section 1.4.3.

Figura 76. Extracto del manual de materiales de OOFEM. Fuente: oofem.org [58]

Description	Perfectly plastic material with Mises condition
Record Format	Steel1 num _(in) # d _(rn) # E _(rn) # n _(rn) # tAlpha _(rn) # Ry _(rn) #
Parameters	<ul style="list-style-type: none"> - <i>num</i> material model number - <i>d</i> material density - <i>E</i> Young modulus - <i>n</i> Poisson ratio - <i>tAlpha</i> thermal dilatation coefficient - <i>Ry</i> uniaxial yield stress
Supported modes	3dMat, PlaneStress, PlaneStrain, 1dMat, 2dPlateLayer, 2dBeamLayer, 3dShellLayer 3dBeam, PlaneStressRot

Table 16: Perfectly plastic material with Mises condition – summary.

Figura 77. Parámetros que admitía el material según el manual. Fuente: oofem.org [58]

Se adjuntan a continuación dos gráficos que muestran el modelo plástico perfecto del acero (figura superior) y el modelo plástico con un módulo de endurecimiento de aproximadamente $1 \cdot 10^{10}$ Pa.

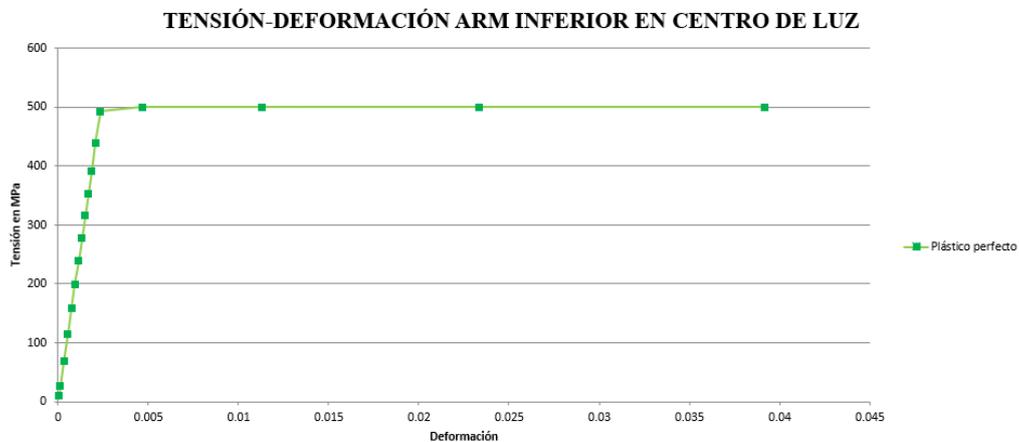


Figura 78. Gráficos correspondientes al comportamiento del acero. Plástico perfecto. Fuente: Elab. propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

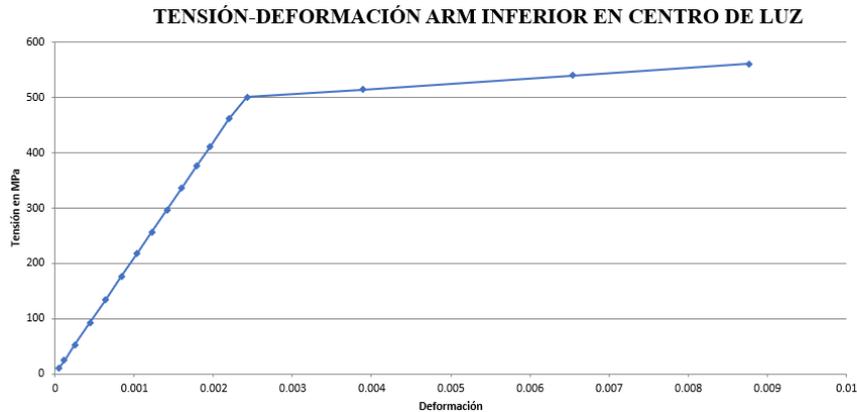


Figura 79. Gráficos correspondientes al comportamiento del acero. Hardening. Fuente: Elab. propia.

Como se mencionará más adelante en las hipótesis, el material para el acero no incluye una tensión de rotura o una deformación última. Por tanto, asimilando que se trabaja con armaduras B500S de ductilidad normal, que siguiendo el Eurocódigo 2 [47], tienen una deformación bajo carga máxima del 2.5 %; y una relación entre tensión a carga máxima y tensión correspondiente al límite elástico mayor o igual a 1.05; se va a hallar un módulo de deformación endurecido tal que cuando la deformación sea del 2.5%, la carga sea la máxima, que va a considerar la de rotura y que ronda los 550 MPa.

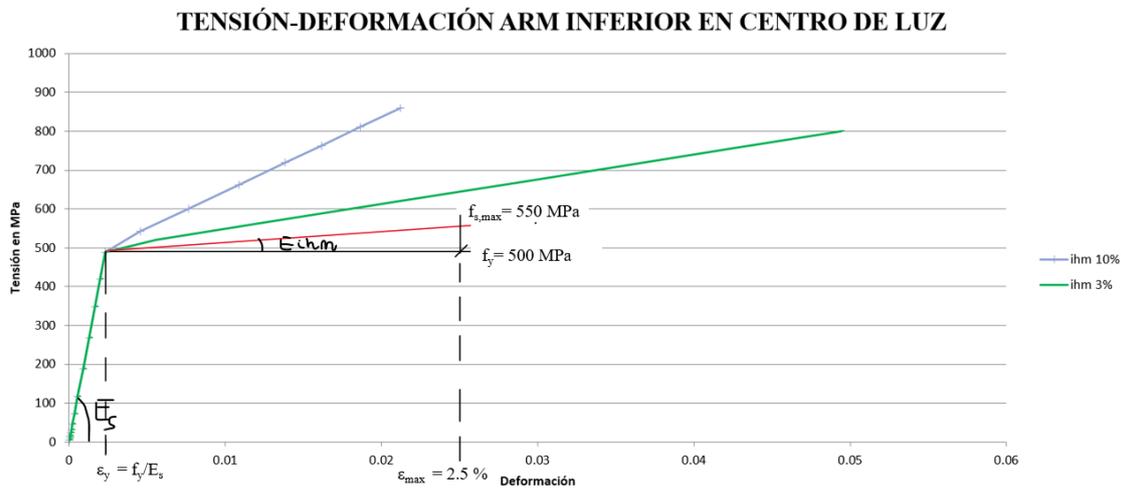


Figura 80 Ajuste del módulo de deformación de la rama endurecida del acero. Fuente: elab. Propia

El módulo de deformación de la parte endurecida E_{ihm} será, por tanto:

$$E_{ihm} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{f_{s,max} - f_y}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_y} = \frac{550 - 500}{0.025 - 500/210000} = 2210.526 \text{ MPa} = 2.21 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

Que supone un 1.05 % del módulo de Young elástico del acero.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Nótese que la rama de endurecimiento verde de la figura 80, correspondiente a un 3% de E_s , estaba programada para que alcanzara los 550 MPa de rotura teórica con un 10‰ pero no significa que el programa entienda que el acero no coge más carga y rompa. La consola de Windows con la que se ejecuta OOFEM parece advertir de la rotura, cuando aparece el mensaje comentado en el apartado 3.3: equilibrio local no alcanzado.

Una vez realizado el ajuste, la ley tensión deformación del acero quedaría como la línea roja, con el endurecimiento del 1% comentado para satisfacer la condición de una deformación bajo carga máxima, igual a la deformación en “rotura” del 2.5%:

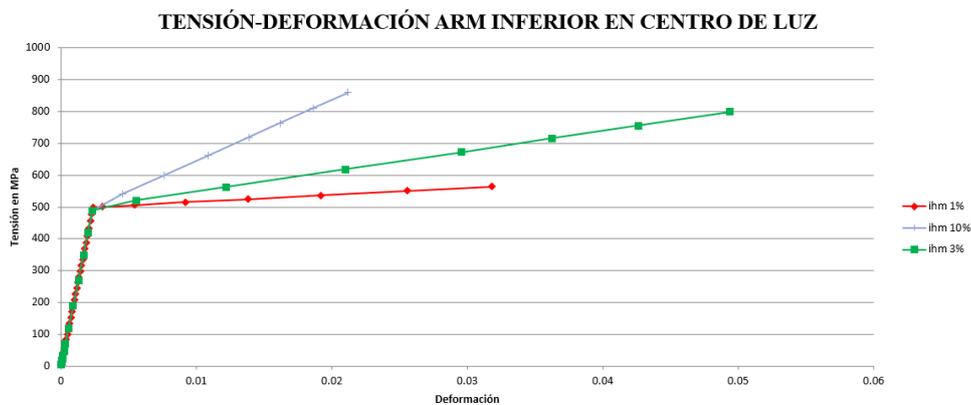


Figura 81 Ajuste de la rama de endurecimiento del acero. Fuente: elab. propia

Volviendo al caso del voladizo, se eligió para este suceso, una viga de 10 m con una carga en el extremo que coincide con la geometría y características de la sección del ejemplo en el que se explicaba el input de OOFEM. La diferencia radica en que se procede a cambiar los parámetros de deformación inicial y final de fisuración, para poder evaluar algo mejor la fisuración a través del escalar *daño*. Se diseñan 2 fibras de acero, simulando, por un lado: una armadura superior, que será la de tracción; y por otro: una armadura inferior, la mitad de cuantiosa, que recibirá la compresión, si bien para cargas no elevadas no es necesario su colocación y se suele despreciar en muchos cálculos.

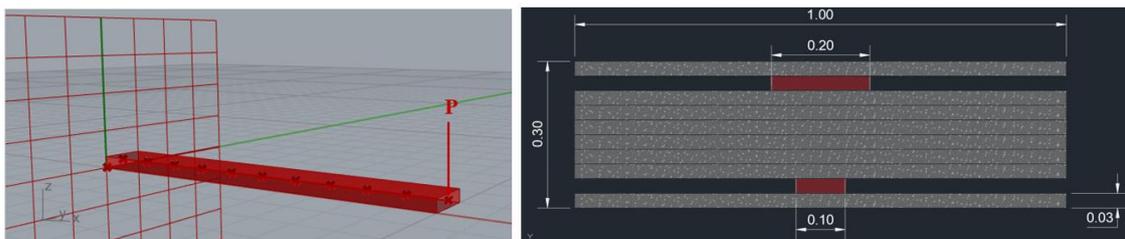


Figura 82. Esquema del caso voladizo y su sección transversal con fibras de acero incorporadas. Fuente: Elaboración propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Para este caso se va a elegir una $e0$ tal que el hormigón fisure con 2 MPa de tracción, que corresponde con “un número gordo” de la resistencia a tracción típica de uno de los hormigones habituales (HA-30) [9] y que termine por romper con una ef correspondiente a $5 \cdot e0$.

El tipo de deformación equivalente será la número 4, correspondiente al modelo de Rankine estándar y la ley de daño seguirá un *softening* exponencial con los parámetros de entrada $e0$ y ef .

```
Beam2d 10 nodes 2 10 11
LayeredCS 1 nLayers 10 LayerMaterials 10 1 2 1 1 1 1 1 2 1 Thicks 10 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 0.03 Widths 10 1. 0.2 1. 1. 1. 1. 1. 1. 0.1 1. midsurf 0.15 set 1
idm1 1 d 0.0 E 30.e9 n 0.2 e0 6.66667e-5 ef 3.3333e-4 equivstraintype 4 tAlpha 0.0 damlaw 0
j2mat 2 E 210.0e9 n 0.25 Ry 500e6 tAlpha 0.000012 d 0.0
BoundaryCondition 1 loadTimeFunction 1 dofs 3 1 3 5 values 3 0 0 0 set 2
Nodalload 2 loadTimeFunction 1 dofs 1 3 Components 1 1000 set 3 reference
ConstantFunction 1 f(t) 1.0
Set 1 elementranges {(1 10)}
Set 2 nodes 1 1
Set 3 nodes 1 11
```

Figura 83. Extracto del input de OOFEM donde se ven los 2 materiales y sus propiedades. Fuente: Elaboración propia.

El tipo de análisis será el habitual que nos permite controlar los incrementos de carga:

```
StaticStructural nsteps 10 solverType "calm" stepLength 600 minStepLength 600 rtolf 0.01 rtold 1e-4 Psi 1
```

Es decir, tendremos 10 pasos o “steps” de 600 N de carga en el extremo del voladizo cada uno. Para el primer paso, donde las tensiones no alcanzan la tensión de fisuración, el análisis será lineal y es comprobado con el mismo libro Excel que en el caso anterior, pero introduciendo las fibras de las armaduras. Se observa, como, al tener el doble de armadura en la fibra superior que en la inferior, la fibra neutra se desplaza ligeramente hacia arriba abandonando la posición de $h/2$. El diagrama de momento flectores que obtenemos será el de la siguiente figura:

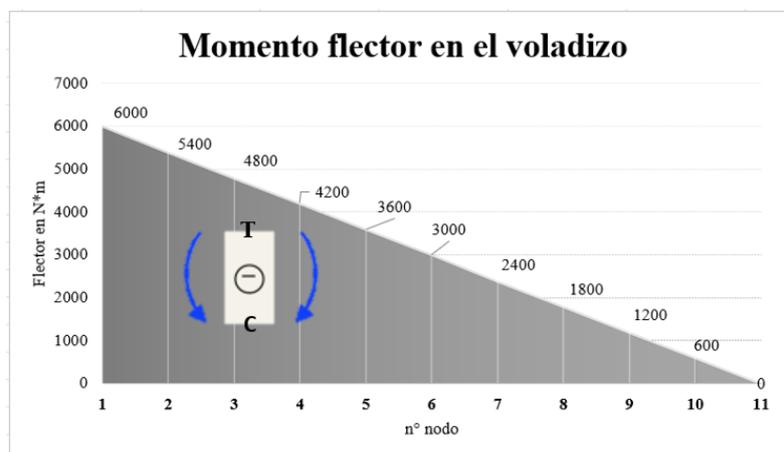


Figura 84. Extracto del input de OOFEM donde se ven los 2 materiales y sus propiedades. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

El momento, aunque en la figura superior aparezca “positivo” por cuestiones de representar el diagrama como lo haríamos tradicionalmente, es siempre negativo, traccionando las fibras superiores y comprimiendo las inferiores, con un valor en el empotramiento igual a:

$$M = P \times L = 600 \times 10 = 6000 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Se comprobará tanto para el caso lineal, como para el no lineal, la flecha y el giro pues es la forma más fiable y directa de saber con qué inercia está trabajando OOFEM, cuestión nada trivial una vez que incluimos el acero y que aumenta su complejidad cuando fisuremos el hormigón.

4.3.1 CASO LINEAL

Viga con carga puntual en el extremo del voladizo			
L	10	m	
P	600	N*m	
E	3.00E+10	Pa	
I	2.269E-03	m ⁴	

Node	11 (11):		
dof 1	d	-3.24204409e-06	
dof 3	d	2.97158097e-03	
dof 5	d	-4.45505379e-04	

Reacción vertical	P	600	N
Reacc Momento Emp	M	6000	N*m
Flecha extremo voladizo	$PL^3/3EI$	2.938E-03	m
Giro extremo voladizo	$PL^2/2EI$	4.408E-04	rad

Figura 85. Comparación de giro y flecha entre resultado de OOFEM y lo obtenido con Excel. Fuente: Elaboración propia.

La flecha de OOFEM es de 2.97 mm mientras que con el cálculo en Excel es de 2.93 mm, el giro es de 0.000445 rad en OOFEM por los 0.000441 en Excel. Esto significa una aproximación del 98.88% y el 98.94% respectivamente, por lo que la herramienta que diseñamos para el cálculo de la inercia parece bastante correcta en el caso lineal. Se adjuntará en el Anexo: Excel calibración. Fijándonos en el momento en el empotramiento, las tensiones y deformaciones tenemos:

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

```

beam element 1 ( 1 ) :
local displacements 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -6.1599e-07 4.3220e-05 -8.4646e-05
local end forces -1.6605e-11 -6.0000e+02 5.9997e+03 1.6605e-11 6.0000e+02 -5.3997e+03
GP 1.1 : strains -6.1599e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 -8.8455e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 2.5199e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.9581e+03 0.0000e+00 0.0000e+00 6.0000e+02 0.0000e+00
status { stressW 0.000000 }
Layers report
{
GP 1.1 : strains 1.1325e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 3.3976e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000011 }
GP 1.2 : strains 8.6718e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 1.8211e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.3419e+04 0.0000e+00
status { }
GP 1.3 : strains 6.0182e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 1.8054e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000006 }
GP 1.4 : strains 3.3645e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 1.0094e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000003 }
GP 1.5 : strains 7.1084e-07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses 2.1325e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000001 }
GP 1.6 : strains -1.9428e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses -5.8285e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.7 : strains -4.5965e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses -1.3789e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.8 : strains -7.2501e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses -2.1750e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.9 : strains -9.9038e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses -2.0798e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.3419e+04 0.0000e+00
status { }
GP 1.10 : strains -1.2557e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.5974e-07 0.0000e+00
stresses -3.7672e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.9968e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }

```

Figura 86. Resultados de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

1º Cálculo de prof fibra neutra sabiendo la deformación de las fibras extremas

$$\frac{\epsilon_c \text{ top} + \epsilon_c \text{ bot}}{h} = \frac{\epsilon_c \text{ bot}}{x}$$

x	0.14196 m
---	-----------

Momento sección	5.958E+03 N*m
Inercia bruta	0.0022673 m ⁴

	Deformaciones	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Dist a fibra neutra(m)	Momento a f.n(N*m)	Tensiones con Navier (Pa)	Fuerza Navier (N)	Momento Navier (N*m)
1	1.13E-05	3.3975E+05	1.02E+04	0.128	1.31E+03	336459.86	10093.7958	1292.36681
2	8.67E-06	1.8210E+06	1.09E+04	0.098	1.07E+03	257624.11	7728.72317	757.691243
3	6.02E-06	1.8054E+05	5.42E+03	0.068	3.68E+02	178788.35	5363.65049	364.920033
4	3.36E-06	1.0093E+05	3.03E+03	0.038	1.15E+02	99952.59	2998.57782	114.053184
5	7.11E-07	2.1323E+04	6.40E+02	0.008	5.14E+00	21116.84	633.505146	5.09069477
				SUMA	2.86E+03			2534.12197
6	-1.94E-06	-5.8283E+04	-1.75E+03	-0.022	3.84E+01	-57718.92	-1731.56753	38.0325662
7	-4.60E-06	-1.3789E+05	-4.14E+03	-0.052	2.15E+02	-136554.67	-4096.6402	212.878798
8	-7.25E-06	-2.1750E+05	-6.52E+03	-0.082	5.35E+02	-215390.43	-6461.71287	529.62939
9	-9.90E-06	-2.0797E+06	-6.24E+03	-0.112	6.99E+02	-294226.18	-8826.78555	988.284343
10	-1.26E-05	-3.7671E+05	-1.13E+04	-0.142	1.60E+03	-373061.94	-11191.8582	1588.84366
				SUMA	3.09E+03			3357.66875

Momento f.n (N*m)	5956.06	99.97%
OOFEM (N*m)	5958.10	

Momento Navier	5891.79	98.89%
OOFEM	5958.10	

Figura 87. Calculadora de tensiones en Excel. Fuente: Elaboración propia.

Por lo que se reafirma lo visto en el anterior caso bajo momento constante, la “calculadora” de tensiones confirma que OOFEM funciona correctamente. La ínfima diferencia que aparece puede deberse a que la fibra neutra atraviesa una de las fibras de hormigón y por tanto no toda ella estará a tracción o compresión, mientras que aquí por simplicidad se ha asumido que sí. Nótese que el momento escogido para el cálculo de las tensiones es el correspondiente al punto de integración de Gauss N°1, correspondiente a la parte superior derecha de la Figura 86. Ese momento flector, no es exactamente el del empotramiento (6000 N·m) ni tampoco el correspondiente a la mitad del elemento (5700 N·m) como veíamos en el caso de haber utilizado elementos LIBeam2D. Ese momento

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

flector de 5958.1 N· m viene de la discretización de cada elemento en 4 puntos de integración o “Gauss Points”. A continuación, se adjunta una breve explicación para entender mejor su significado y para justificar porqué más adelante en el documento, escogemos el punto de Gauss N°1 (GP 1.1) para analizar el estado de tensiones y deformaciones al comienzo de cada elemento, casi coincidente con el valor en el nodo.

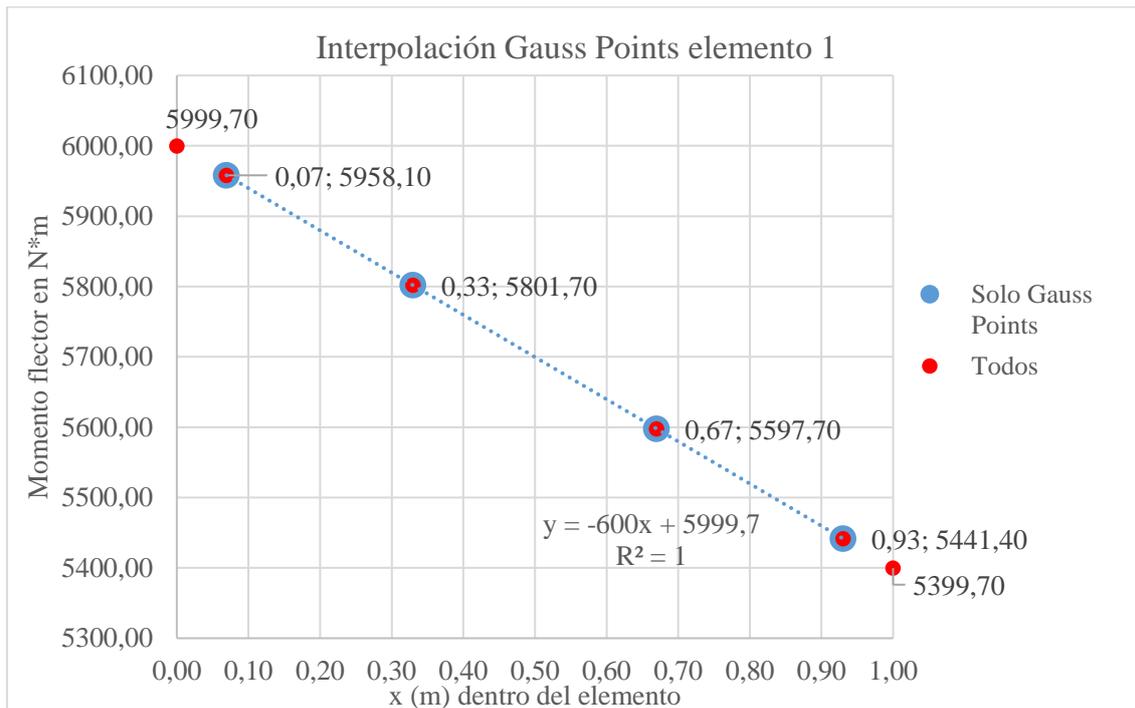


Figura 88. Gráfico explicativo del significado físico de los puntos de integración o Gauss Points. Fuente: Elaboración propia.

Como se puede ver, el punto de integración N°1, se encuentra solamente a 0.07 m del inicio del elemento, por lo que los valores de deformación y tensiones, y por tanto el momento que soporta, serán muy similares a los del inicio del elemento o *nodo i*, pudiendo asumir a partir de ahora que los datos correspondientes a GP 1.1 reflejan el *nodo i* y por simetría, los datos correspondientes a GP 1.4 reflejan el *nodo j*.

4.3.2 CASO NO LINEAL

Seguidamente, ha lugar el caso donde ciertas fibras de hormigón comienzan a fisurar y por tanto sufren un daño que se traduce en una pérdida de rigidez de la sección.

Para comenzar, se empezará calculando el momento de fisuración de la sección para comprobar que efectivamente las fibras empiezan a dañarse, a fisurarse, cuando la sollicitación alcanza ese umbral. Siguiendo la fórmula de Navier, en ausencia de axil y momento en el otro eje, la tensión será:

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I_y}$$

Se parte de unos datos base:

- ❖ h = canto total = 0.3 m
- ❖ b = ancho = 1 m
- ❖ I_y = inercia bruta (sin fisurar) respecto al eje Y = 0.0022673 m⁴
- ❖ e_0 = deformación de fisuración = 6.66667e-5
- ❖ e_f = deformación de rotura = 3.333334 e-4

Por tanto, la resistencia a tracción de esta sección puede expresarse a partir de e_0 como:

$$\sigma = E_c \times \epsilon \quad f_{ct} = E_c \times e_0 = 30 \cdot 10^9 \times 6.6667 \cdot 10^{-5} = 2 \cdot 10^6 Pa = 2 MPa$$

Volviendo a la ecuación de Navier y llevándola al punto de fisuración en la fibra más traccionada de hormigón (y = 0.128 m, distancia del eje medio de la fibra a la fibra neutra), tendremos:

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I_y} \quad \rightarrow \quad f_{ct} = \frac{M_{fis} \times y}{I_y} \quad \rightarrow \quad M_{fis} = \frac{f_{ct} \times I_y}{y}$$

$$M_{fis} = \frac{2 \cdot 10^6 \times 0.0022673}{0.128} = 35426.56 N * m$$

```

Element output:
-----
beam element 1 ( 1 ) :
local displacements 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -3.6669e-06 2.5988e-04 -5.0847e-04
local end forces -9.3593e-01 -3.5998e+03 3.6000e+04 9.3593e-01 3.5998e+03 -3.2400e+04
GP 1.1 : strains -3.6669e-06 0.0000e+00 0.0000e+00 -5.3243e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 1.0047e-06 0.0000e+00
stresses 1.4890e+02 0.0000e+00 0.0000e+00 -3.5631e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 3.7629e+03 0.0000e+00
status { stressW 0.
Layers report  $\epsilon_c > \epsilon_0$  M flector > Mfis
{
GP 1.1 : strains 6.8211e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.0047e-06 0.0000e+00
stresses 1.9884e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.2203e+04 0.0000e+00
status { kappa 0.000068, damage 0.028334 crackVector -0.007364 0.000000 0.999973, dissW 1.641852, freeE 67.820245, stressW 69.462097 }
GP 1.2 : strains 5. 00e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.0047e-06 0.0000e+00
stresses 1. Daño 00e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 8.4394e+04 0.0000e+00
status { }
GP 1.3 : strains 3.6265e-05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.0047e-06 0.0000e+00
stresses 1.0880e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.2559e+04 0.0000e+00

```

Figura 89. Extracto de resultados para un momento superior al de fisuración. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 89 se puede observar cómo al alcanzar el momento flector en la sección, el momento de fisuración, o lo que es lo mismo, en términos de la ley de Navier, la deformación de la fibra superior de hormigón es superior a la deformación de fisuración e_0 , aparece el concepto de daño, de valor muy bajo, siguiendo la coherencia de su expresión: deformación no recuperable o inelástica dividida entre la deformación total. Como la deformación total está muy cerca de la deformación de fisuración que marca el



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

umbral de la deformación elástica o recuperable, la parte no recuperable será muy pequeña respecto al valor total por lo que volvemos a confirmar el modelo de daño como fiable y coincidente con expresiones analíticas como el momento de fisuración.

Se ha diseñado una calculadora de tensiones y daño para contrastar el modelo de OOFEM, partiendo de la deformación de la fibra superior e inferior. Se obtienen el resto de deformaciones, sus tensiones y el daño de cada fibra y se muestra el momento calculado como la suma de fuerzas por distancia en comparación con el que devuelve OOFEM.

	Deformaciones	Daño	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Dist a fibra neutra(m)	Momento a f.n(N*m)	Tensiones con Navier (Pa)	Fuerza Navier (N)	Momento Navier (N*m)		
1	2.26E-04	0.83749	1.1010E+06	3.30E+04	0.147	4.85E+03	4692413.99	140772.4197	20666.0528		
2	1.80E-04	0.00	3.7735E+07	2.26E+05	0.117	2.64E+04	26134531.49	156807.189	18315.8166		
3	1.34E-04	0.61150	1.5564E+06	4.67E+04	0.087	4.05E+03	2774595.01	83237.85024	7225.43658		
4	8.74E-05	0.29415	1.8504E+06	5.55E+04	0.057	3.15E+03	1815685.52	54470.56552	3094.18411		
5	4.12E-05	0.00000	1.2371E+06	3.71E+04	0.027	9.95E+02	856776.03	25703.28079	688.968719		
					SUMA	3.95E+04			49990.4588		
6	-4.92E-06	0.00000	-1.4747E+05	-4.42E+03	-0.003	1.41E+01	-102133.46	-3064.00394	9.7904132		
7	-5.11E-05	0.00000	-1.5320E+06	-4.60E+04	-0.033	1.53E+03	-1061042.96	-31831.28867	1056.64919		
8	-9.72E-05	0.00000	-2.9165E+06	-8.75E+04	-0.063	5.53E+03	-2019952.45	-60598.57339	3829.54505		
9	-1.43E-04	0.00	-3.0107E+07	-9.03E+04	-0.093	8.42E+03	-20852033.56	-62556.10069	5829.9346		
10	-1.90E-04	0.00000	-5.6856E+06	-1.71E+05	-0.123	2.10E+04	-3937771.43	-118133.1428	14553.448		
					SUMA	3.65E+04			25279.3673		
			Momento f.n (N*m)	75995.67	100.00%				Momento Navier	75269.83	99.04%
			OOFEM (N*m)	75996.20					OOFEM	75996.20	

Figura 90 Deformaciones, tensiones y momento para una determinada sección fisurada en Excel. Fuente: elab. propia

También se ha querido analizar aquí la fórmula de la EHE para hallar una inercia equivalente de una determinada sección con un Momento superior al de fisuración, basada en la expresión de Branson [11]. Se elige el exponente igual a tres como se comentó en el apartado 2.2. Por otro lado, se calcula la inercia real de la sección (Figura 91), llamada Idamaged (Inercia dañada) y se comprueba que la fórmula de la EHE se aproxima en un 87% a la inercia real, quedando del lado de la seguridad pues sobreestima las deformaciones, conformando una aproximación bastante aceptable.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

m	3			
Mcr (N*m)	33333	Ig	0.00225	m4
M (N*m)	76000	Ictr	0.001379	m4
Ie	0.00145218	m4	Ie/Idam	87.2%
Idamaged	0.00166547	m4		

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Figura 91 Comprobación de la formulación de la EHE para inercia equivalente. Fuente: elab. propia

En cuanto a las tensiones y deformaciones, la ley de tensión-deformación del hormigón una vez se ha alcanzado la fisuración es motivo de estudio pues será en esta rama donde se podrá ver la influencia de la variable antes mencionada daño y de la forma con la que modelizamos el comportamiento: lineal, exponencial, bilineal... De ello dependerá si consideramos que el hormigón aun fisurado aporta una pequeña resistencia a tracción o no. De esta forma es como se incorpora la aportación del *tension stiffening*, a través de la modificación de la ecuación constitutiva del hormigón como dictan varias investigaciones (G. Kaklauskas et al, 2011 o Stramandinoli et al. 2008). Esta ley tensión-deformación se obtiene procesando los resultados que nos da OOFEM al ejecutar el caso de estudio. Mediante un libro Excel se procesan los resultados, se ordenan y se obtiene una gráfica tensión - deformación. En esta gráfica si separamos la rama elástica lineal de la no lineal, podemos trazar la línea de tendencia de esta última y ajustarla a una ley que vendrá dada por el tipo de curva que hayamos elegido previamente en el input de OOFEM. Una vez obtenida esa línea de tendencia y su ecuación, tendremos la expresión que relaciona la tensión con la deformación en la rama fisurada pudiendo comprobar todos los resultados. Esta ecuación ya aparece en el apartado de Daño de este mismo documento, pero aquí se utilizará para obtener las tensiones y deformaciones de una sección, componerlas y demostrar que se obtiene el momento aplicado que OOFEM expulsa en su archivo de texto.

El caso de ejemplo es el mismo que el utilizado para el momento de fisuración, por lo que no se van a repetir sus características mecánicas ni geométricas. Se han programado 100 steps con un escalón de carga de 400 N, es decir 4 kN * m de momento en el empotramiento para que el paso no sea muy elevado y poder graficar mejor el comportamiento del hormigón en tracción de cara a obtener la expresión que nos relaciona la tensión con la deformación. Como en el input se ha elegido una *damlaw = 0* (Figura

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

92, leyes), la ley será exponencial negativa, pues la tensión decrece entre ϵ_0 y ϵ_f debida al daño, con una expresión del tipo:

$$\sigma = k * e^{-n * \epsilon}$$

Una vez graficados los resultados, se aplica una línea de tendencia exponencial a la parte no lineal de la curva. Se puede observar en la Figura 92 como ajusta perfectamente pues por definición del manual de OOFEM, la ley debe ser exponencial y así nos lo confirma el coeficiente de correlación R^2 . Extraemos los parámetros k y n :

$$k = 2.568 \qquad n = 3750$$

Por tanto, nuestra ley de tensión deformación seguirá esta expresión:

$$\sigma = 2.568 * e^{-3750 * \epsilon}$$

Merece una especial mención el parámetro ϵ_f . Este parámetro está definido en el manual de OOFEM como un parámetro que controla la ductilidad en términos de deformación y es aplicable a las leyes de daño 0 y 1, correspondientes a exponencial y lineal respectivamente.

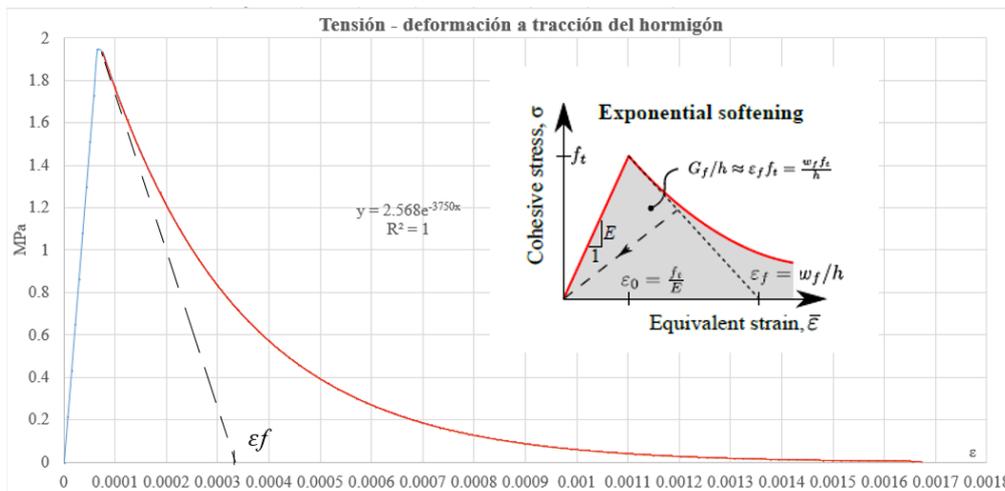


Figura 92. Ley de daño exponencial de los resultados de Excel vs la ley del manual. Fuente: oofem.org y elaboración propia.

Hay que saber que para el caso de *damlaw* 0, es decir ley exponencial, ϵ_f no representa la deformación de rotura total del hormigón de una ley tensión-deformación exponencial, si no que se ha demostrado que representa el corte de la tangente a la curva exponencial en su arranque con el eje de coordenadas. El valor de la tensión correspondiente a ϵ_f no es cero en este caso, como se puede vislumbrar en la figura anterior. Se adjuntan los cálculos a continuación:



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

$$\sigma(\varepsilon) = 2.568 * e^{-3750 * \varepsilon}$$

Sabiendo, que la derivada de una función nos da la pendiente de la recta tangente a la misma para cada punto:

$$\sigma'(\varepsilon) = 2.568 * -3750 * e^{-3750 * \varepsilon} * \ln e$$

Si particularizamos la derivada para el punto $\varepsilon = \varepsilon_0 = 6.66667 \cdot 10^{-5}$:

$$\sigma'(\varepsilon_0) = 2.568 * -3750 * e^{-3750 * 6.66667 \cdot 10^{-5}} * 1$$

$$\sigma'(\varepsilon_0) = -7499.85 = m_{recta \text{ fig } 47}$$

Trazando ahora una recta por el punto (e_0, fct) , que es el nacimiento de la curva de daño por ser el punto de inicio de fisuración del hormigón, con pendiente $m_{recta \text{ fig } 47}$ y hallando su punto de corte con el eje X (de deformaciones):

$$y - y_0 = m \times (x - x_0) \qquad y - fct = m_{recta \text{ fig } 47} \times (x - \varepsilon_0)$$

$$y - 2 = -7499.85 \times (x - 6.66667 \cdot 10^{-5})$$

$$y = -7499.85 x + 2.4999$$

$$\text{Para } y = 0 \rightarrow x = 3.33334 \cdot 10^{-4}$$

Se obtiene que el punto de corte en el eje de deformaciones es exactamente el parámetro e_f introducido en el input.

Se ha creado una figura con la ley de daño lineal sobreimpresionada sobre el caso anterior de ley exponencial y se verifica que la recta tangente al origen de la curva de softening coincide con la rama de la ley de daño lineal. En este segundo caso, con la $damlaw$ igual a 1, la deformación ε_f sí que coincide con la deformación correspondiente a tensión cero. Como vemos en la figura inferior.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

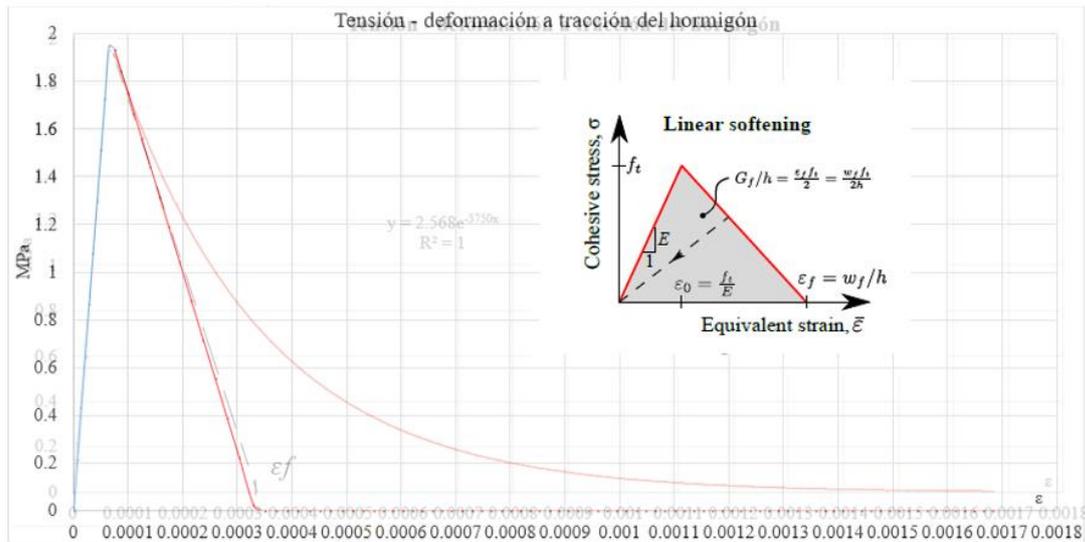


Figura 93. Gráfico comparativo entre ley lineal y exponencial transparentado. Fuente: oofem.org y elaboración propia.

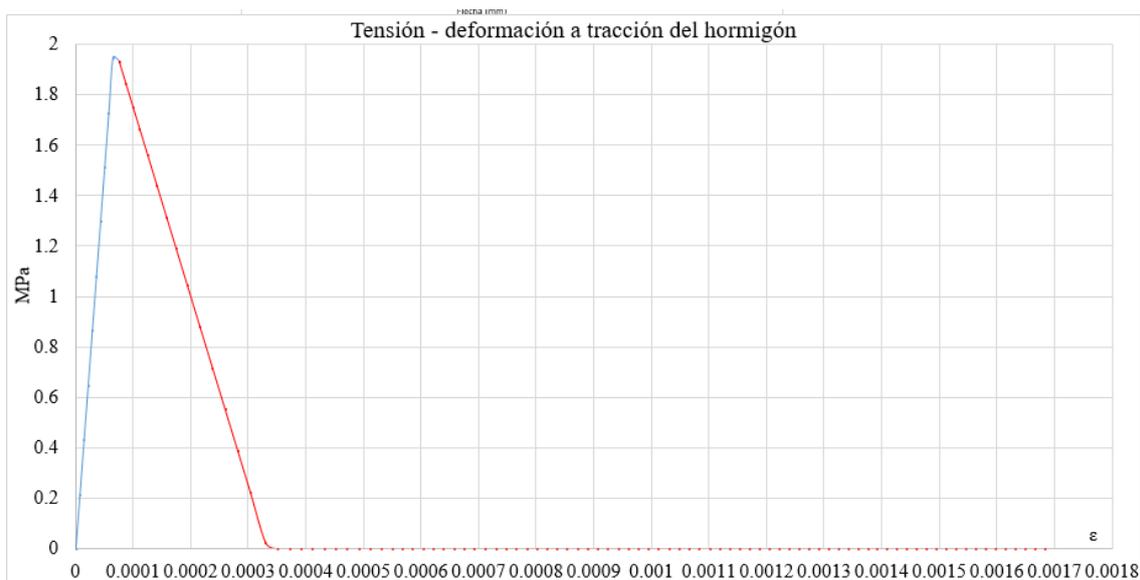


Figura 94. Gráfico formado con los resultados de Excel para una ley de daño lineal. Fuente: oofem.org y elaboración propia.

Para el desarrollo de este trabajo académico se ha optado por una ley de daño exponencial ya que nos ofrece un rango de deformaciones más amplio que favorece la modelización del *tension stiffening*, fenómeno clave de esta investigación del comportamiento del hormigón fisurado. Además, como se comentó en el apartado 2.3, una ley lineal o bilineal no es suficientemente precisa para modelar el comportamiento altamente no lineal del



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

hormigón en tracción. Por ejemplo, Xu et al. utilizan una curva de cuarto de elipse que se asemeja a la exponencial elegida en el documento. [15]

Se va a discutir a continuación el valor de la deformación de rotura ε_f con la que modelar el comportamiento del hormigón, ya que la deformación de fisuración es obtenible mediante la ley de Navier, conocida la resistencia a tracción del hormigón. Pese a existir numerosas y distintas formulaciones (en cada normativa) para obtener la resistencia a tracción del hormigón, y en los artículos de investigación se repite que lo más aconsejable es obtener la resistencia a tracción directamente de los ensayos al material a utilizar, para el análisis en este documento se ha elegido la fórmula de la norma española EHE-08 para obtener f_{ctm} :

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

Figura 95 Resistencia media a tracción para hormigones convencionales. Fuente: EHE-08

Por tanto, para un hormigón HA-40:

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 0.3 \times 40^{2/3} = 3.508 \text{ MPa}$$

Como el módulo de deformación del hormigón a utilizar será, por establecer un sencillo coeficiente de homogeneización con el acero de $n=7$, de 30.000 MPa, podemos obtener la deformación de fisuración $\varepsilon_0 = \varepsilon_{cr}$:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_c = 3.5 / 30.000 = 1.16667 \cdot 10^{-4}$$

Volviendo a la obtención de la deformación final correspondiente a tensión nula ε_f , existen numerosos estudios acerca de su valor. La bibliografía se basa en la búsqueda de un parámetro α_2 que multiplica a ε_{cr} . También se modela en las investigaciones consultadas un salto en la tensión en el instante coincidente con la primera fisura a través del parámetro α_1 que multiplica a f_{ct} .

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

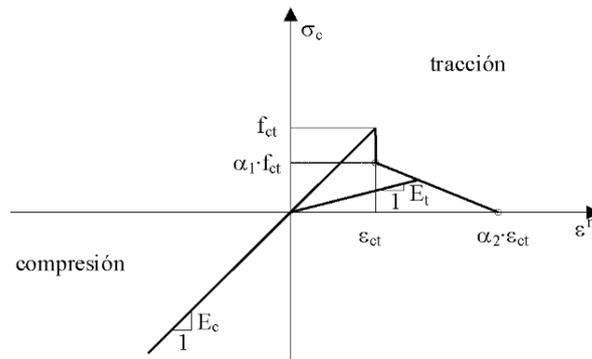


Figura 96 Diagrama modelando el comportamiento del hormigón en tracción mediante α_1 y α_2 . Fuente: Torres Llinás, et al [59]

Uno de los estudios más minuciosos para ajustar los coeficientes α_1 y α_2 lo proponen Torres Llinás, et al [59] implementando un algoritmo de análisis seccional para determinar las gráficas momento-curvatura y momento-deformación para los *estado I* y *estado II* y de esta forma interpolar los valores medios siguiendo el código modelo MC-90 para las propiedades mecánicas de los materiales.

Del estudio se obtiene que valores de α_1 entre 0.4 y 0.45 presentan unos resultados satisfactorios variando de una situación de flexión simple a una con axil.

Massicotte et al. [27], a partir de una curva de tension softening determinada de resultados experimentales y también con la idea de interpolar entre estados, propusieron que la contribución del hormigón dependía del producto de la relación de módulos y cuantía ($n\rho$), de la resistencia a tracción f_{ct} , del módulo de deformación del hormigón E_c y del límite elástico del acero f_y . Propusieron un valor de $\alpha_2 = 16$.

A partir del valor de α_1 , se ajusta el valor de α_2 . Se comprueba que tanto la armadura a compresión como el valor de la resistencia a tracción del hormigón tienen una influencia mínima en el parámetro α_2 (ver figura 97). Las variables que más afectan son d/h y $n\rho$. La primera representa el canto útil partido del canto total y la segunda incluye el coeficiente de homogeneización $n = \frac{E_s}{E_c}$ y la cuantía de armado $\rho = \frac{A_s}{A_c}$.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

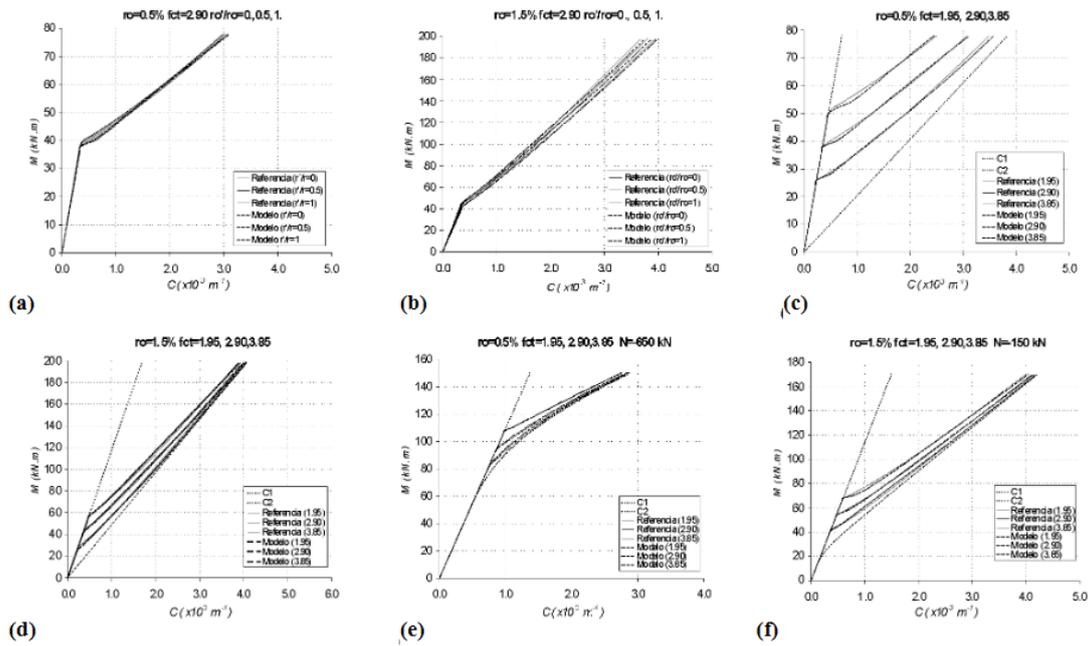


Figura 97 Influencia de diversos factores en la obtención de α_2 . Fuente: Torres Ll. et al [59]

Por regresión lineal se obtiene una expresión para α_2 válida para α_1 y $\frac{M_s}{M_{cr}} > 1.25$, siendo M_s momento de servicio y M_{cr} el momento de fisuración.

$$\alpha_2 = 20.3 - 15.1d/h + \frac{1.31}{n\rho} - 1.06 \frac{d/h}{n\rho}$$

Figura 98 Expresión de α_2 . Fuente: Torres Ll et al.[59]

Para valores de $\frac{M_s}{M_{cr}} < 1.25$ debe tomarse $\alpha_1 = 0.45$ y $\alpha_2 = 15$.

Kaklauskas et al. [28] obtuvieron otra expresión para α_2 que solamente depende de la cuantía de armado.

$$\beta = \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{cr}} = \begin{cases} 32,8 - 27,6p + 7,12p^2; & p < 2\%, \\ 5; & p \geq 2\%. \end{cases}$$

Figura 99 Expresión de α_2 . Fuente: Gribniak [1]

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Para cuantías elevadas de armado, el parámetro α_2 tiende a estabilizarse en torno a 5 como vemos en la figura 94, basado en ensayos sobre vigas con ratios bajos de armadura.

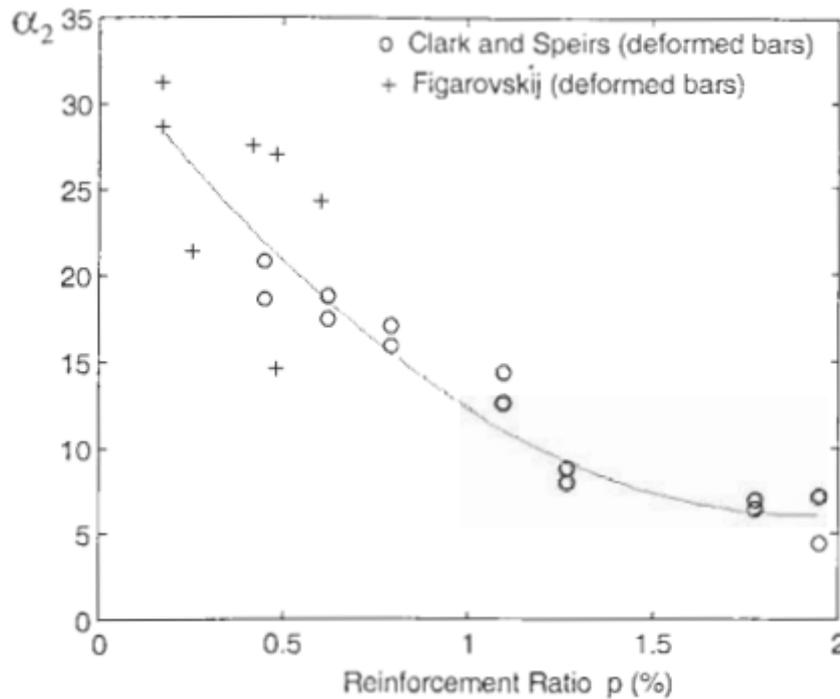


Figura 100 Relación entre el ratio de armadura y el parámetro α_2 . Fuente: Kaklauskas et al. [28]

Por su parte, Damjanic y Owen publicaron que α_2 varía entre 5 y 10 para fisuras de flexión y 20 y 25 para fisuras de cortante [32].

Continuando con el análisis de las tensiones y deformaciones cuando el hormigón ya ha fisurado, se ha replicado de manera precisa el resultado de OOFEM mediante un libro Excel (ver anexo). Este caso es para el último step, el número 100, por lo que la carga aplicada será de $100P = 100 \cdot 400 = 40000N = 40 \text{ kN}$ y, por ende, el momento en el empotramiento será $M = P \cdot L = 40 \cdot 10 = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Se ha ejecutado este caso con elementos LIBeam2D, y por tanto OOFEM, nos da los resultados en el punto medio del elemento. De esta forma, el momento en la sección de estudio será $0.95M = 380 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

A continuación, en la Figura 102, se adjunta el output de OOFEM perteneciente al elemento más próximo al empotramiento y el cálculo en Excel. La cota de la fibra neutra (con origen en el punto medio de la fibra inferior) se obtiene por semejanza introduciendo el valor absoluto de las deformaciones superior e inferior y siendo h el canto efectivo de la sección, es decir la distancia entre puntos medios de fibras extremas que, al fin y al cabo, es lo que entiende OOFEM.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

1º Cálculo de la cota de la fibra neutra sabiendo la deformación de las fibras extremas

$$\frac{\epsilon_{s\ top} + \epsilon_{s\ bot}}{h} = \frac{\epsilon_{s\ bot}}{x}$$

x	0.12320	m
---	----------------	---

Figura 101. Cálculo de la fibra neutra por semejanza partiendo de la deformación de las fibras extremas y el canto. Fuente: Elaboración propia.

A partir de ella se obtiene la deformación en el resto de las fibras y con ello, se contabiliza el daño siguiendo su definición:

$$\omega = \frac{\epsilon_{inelástica}}{\epsilon_{total}} = \frac{\epsilon_{total} - \epsilon_{elástica}}{\epsilon_{total}} = 1 - \frac{\sigma}{E}$$

La tensión se obtiene introduciendo la ley de daño exponencial ya comentada con la condición de que si la deformación ha superado el valor de $e0$ se aplica la ecuación, pues ya no pertenece a la parte lineal de la curva donde se obtiene multiplicando por el módulo de Young, si no a la fase de formación de fisuras (muy repentina) o a la de fisuración estabilizada.

```

Element output:
-----
element 1 ( 1 ) :
GP 1.1 : strains 3.3911e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 -9.8688e-03 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses -6.3379e+01 0.0000e+00 0.0000e+00 -3.7999e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 3.9999e+04 0.0000e+00
status { stressW 0.000000 }
layers report
{
GP 1.1 : strains 1.6714e-03 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 4.8690e+03 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.4569e+01 0.0000e+00
status { kappa 0.001671, damage 0.999903 crackVector -0.006055 0.000000 0.999982, dissW 594.517700, freeE 4.069276, stressW 598.586976 }
GP 1.2 : strains 1.3753e-03 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 2.8882e+08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.7003e+06 0.0000e+00
status { }
GP 1.3 : strains 1.0793e-03 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 4.4848e+04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 3.5046e+02 0.0000e+00
status { kappa 0.001079, damage 0.998615 crackVector -0.009376 0.000000 0.999956, dissW 563.704584, freeE 24.204977, stressW 587.909561 }
GP 1.4 : strains 7.8321e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 1.3610e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.4656e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000783, damage 0.994208 crackVector -0.012919 0.000000 0.999917, dissW 510.227919, freeE 53.311469, stressW 563.539388 }
GP 1.5 : strains 4.8715e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 4.1291e+05 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 7.1487e+03 0.0000e+00
status { kappa 0.000487, damage 0.971745 crackVector -0.020762 0.000000 0.999794, dissW 389.176233, freeE 100.646883, stressW 489.823116 }
GP 1.6 : strains 1.9108e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses 1.2501e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 5.5177e+04 0.0000e+00
status { kappa 0.000191, damage 0.781923 crackVector -0.052744 0.000000 0.998608, dissW 146.178746, freeE 119.997430, stressW 266.176176 }
GP 1.7 : strains -1.0498e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses -3.1494e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.5302e+05 0.0000e+00
status { kappa 0.000001 }
GP 1.8 : strains -4.0104e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses -1.2031e+07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.5302e+05 0.0000e+00
status { kappa 0.000000 }
GP 1.9 : strains -6.9711e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses -1.4639e+08 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 1.7003e+06 0.0000e+00
status { }
GP 1.10 : strains -9.9317e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.0241e-05 0.0000e+00
          stresses -2.9795e+07 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 2.5302e+05 0.0000e+00

```

Figura 102. Deformaciones, tensiones y daño de la sección analizada en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

	Deformaciones	Daño	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Dist a fibra neutra(m)	Momento a f.n(N*m)
1	1.67E-03	0.99990	4.8702E+03	1.46E+02	0.169	2.47E+01
2	1.38E-03	0.00	2.8882E+08	1.73E+06	0.139	2.42E+05
3	1.08E-03	0.99861	4.4863E+04	1.35E+03	0.109	1.47E+02
4	7.83E-04	0.99420	1.3616E+05	4.08E+03	0.079	3.24E+02
5	4.87E-04	0.97172	4.1326E+05	1.24E+04	0.049	6.12E+02
SUMA						2.43E+05
6	1.91E-04	0.78120	1.2543E+06	3.76E+04	0.019	7.29E+02
7	-1.05E-04	0.00000	-3.1494E+06	-9.45E+04	-0.011	1.01E+03
8	-4.01E-04	0.00000	-1.2031E+07	-3.61E+05	-0.041	1.47E+04
9	-6.97E-04	0.00	-1.4639E+08	-4.39E+05	-0.071	3.10E+04
10	-9.93E-04	0.00000	-2.9795E+07	-8.94E+05	-0.101	9.00E+04
SUMA						1.37E+05
Momento f.n (N*m)			379991.56	100.00%		
OOFEM (N*m)			379990.50			

Figura 103. Contraste realizado en Excel a través de conocer la ley de daño y las deformaciones de las fibras extremas. Fuente: Elaboración propia.

Por último, se ha querido comprobar también el valor de la flecha para calibrar la inercia que está utilizando OOFEM en el cálculo. Para ello se ha creado una calculadora de inercia sofisticada pues tiene en cuenta la posición cambiante de la fibra neutra en cada sección y el daño. El concepto de daño se aplica en términos de que una fibra aportará de forma inversamente proporcional al nivel de daño que tenga. Si está muy dañada, sumará muy poco a la inercia de la sección. Evidentemente, la inercia de las fibras comprimidas no se ve afectada ya que el daño solo concierne a las traccionadas.

$$I_{fibra\ fis} = I_{fib\ bruta} * (1 - \omega)$$

Calculadora de inercia								
Nº fibra	Cota(m)	Término propio	Área(m2)	Distancia(m)	Steiner	I _i	Daño	I damage
1	0.285	0.00000225	0.03	0.169362411	0.000860509	0.000862759	0.99990	8.3798E-08
2	0.255	4.50E-07	0.006	0.139362411	0.000116531	8.19E-04	0.00000	0.000818869
3	0.225	0.00000225	0.03	0.109362411	0.000358804	0.000361054	0.99861	5.00271E-07
4	0.195	0.00000225	0.03	0.079362411	0.000188952	0.000191202	0.99420	1.10802E-06
5	0.165	0.00000225	0.03	0.049362411	7.30994E-05	7.53494E-05	0.97172	2.13071E-06
6	0.135	0.00000225	0.03	0.019362411	1.12471E-05	1.34971E-05	0.00000	1.34971E-05
7	0.105	0.00000225	0.03	-0.010637589	3.39475E-06	5.64475E-06	0.78120	1.23508E-06
8	0.075	0.00000225	0.03	-0.040637589	4.95424E-05	5.17924E-05	0.00000	5.17924E-05
9	0.045	2.25E-07	0.003	-0.070637589	1.4969E-05	1.06E-04	0.00000	0.000106358
10	0.015	0.00000225	0.03	-0.100637589	0.000303838	0.000306088	0.00000	0.000306088
Inercia bruta						0.002793	Ifisurada	0.001302

Figura 104. Calculadora de Inercia en Excel teniendo en cuenta el daño. Fuente: Elaboración propia.

La relación entre inercias es:

$$\frac{I_{fisurada}}{I_{bruta}} = \frac{0.001302}{0.002793} = 0.466 = 46.6 \%$$

Que está entre los valores habituales de numerosas referencias bibliográficas como en C.H. Martins 2008, donde concluye que la inercia fisurada debe estar entre el 41 y el 64



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

% de la inercia bruta. Además, la norma brasileña NBR-6118 da unas fórmulas orientativas que se adjuntan en la siguiente figura:

$$\begin{aligned}
 (EI)_{sec} &= 0,4 E_c I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \\
 e \\
 (EI)_{sec} &= 0,5 E_c I_c \text{ para } A'_s = A_s
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Figura 105 Relación de inercia fisurada respecto a la bruta en función de armadura simétrica o no. Fuente: C.H Martins 2008

Ahora, se procede a realizar la comparación de tres valores de la flecha en el extremo del voladizo: según el output de OOFEM, analíticamente con la inercia fisurada y analíticamente con la inercia bruta.

Tabla 1 – Comparativa de flechas vs inercias. Fuente: Elaboración propia.

	OOFEM	I fisurada	I bruta
Flecha (mm)	340.89	341.44	159.150
% OOFEM	-	100.16%	46.69%

```

Node      11 (      11):
dof 1    d  1.56007909e-03
dof 3    d  3.40897299e-01
dof 5    d -5.02766670e-02
    
```

Figura 106. Resultado de la flecha en OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

Salta a la vista, que OOFEM no está utilizando la inercia bruta de la sección para el cálculo de la flecha. Con la inercia fisurada, nos acercamos considerablemente al resultado del software, el error es de menos de 1 mm. Aunque este cálculo sea estructuralmente poco riguroso pues estamos considerando que la inercia de la sección de arranque es constante en toda la viga, algo que no es lógico pues la sollicitación decrece desde un máximo en el empotramiento hasta cero en el extremo del voladizo y por tanto, la inercia aumentará a medida que nos alejamos del empotramiento. Además, el cálculo fino de la flecha debe ser incremental, pues durante los primeros escalones de carga la inercia es la bruta, ya que no se ha alcanzado la fisuración, aumentando la rigidez y

reduciéndose la flecha. Así pues, en este ejemplo, para el step 80, la inercia es mayor que en el step 100, que es la que estamos contabilizando para obtener la flecha, por lo que no se sabe exactamente qué inercia está utilizando OOFEM. Un cálculo preciso se debería hacer por medio de integración de curvaturas a lo largo de toda la viga.

Una vez revisados todos estos aspectos, termina el apartado de calibración del software de OOFEM para el material *idm* que modela la fisuración en el hormigón. De esta forma, podemos abordar el caso de estudio del pórtico de hormigón armado con garantías de que el software nos está devolviendo resultados lógicos, coherentes y que cumplen con las expresiones analíticas clásicas.

Discusión del elemento a utilizar: Beam2D o LIBeam2D

A lo largo del documento, han aparecido elementos viga *Beam2D* o *LIBeam2D*, obteniendo archivos de salida un tanto diferentes dependiendo de si utilizamos uno u otro. Para afrontar el caso de estudio de la investigación, referente al pórtico, con garantías, debía hacer previamente un pequeño análisis comparativo.

- **Beam2D**

Siguiendo lo referido en el manual de Elementos de OOFEM, el elemento Beam2D está programado siguiendo la clásica teoría de vigas de Timoshenko [60]. Debe definirse en el plano XZ. El archivo de salida muestra los movimientos y esfuerzos en coordenadas locales del nodo de inicio *i* con los grados de libertad 1, 2 y 3 (movimiento en el eje longitudinal del elemento, 2 movimiento en el eje perpendicular al elemento y 3, giro, que se corresponden a axil, cortante y flector respectivamente en el apartado de esfuerzos) y del nodo final *j* con los grados de libertad 4,5 y 6 (análogos a los del nodo *i*). Utiliza una interpolación cuadrática por defecto, con 4 puntos de integración o Gauss Points (ya comentados) intermedios. Estos puntos se pueden elegir con el comando *nip* (number of integration points).

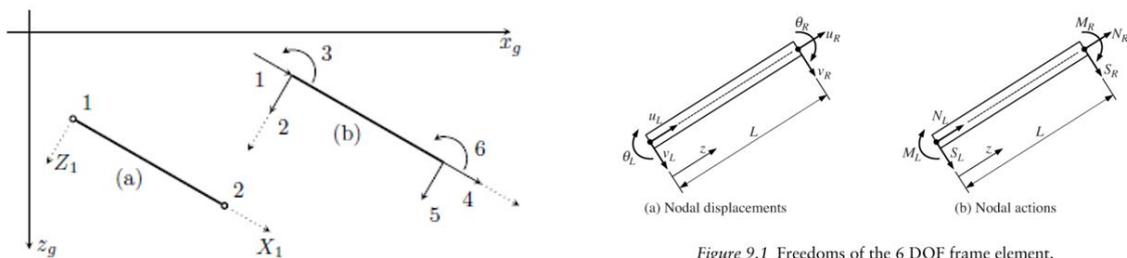


Figure 9.1 Freedoms of the 6 DOF frame element.

Figura 107. Elemento Beam2D y sus 6 grados de libertad. Fuente: oofem.org [61] (izq) y Gilbert et al. [62] (dcha).

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- **LIBeam2D**

Este elemento, cuyas dos primeras letras responden a Interpolación Lineal (*Linear Interpolation*) que es la formulación que utiliza para obtener las deformaciones en la viga. Sigue la teoría de las placas de Mindlin [63] y solamente nos da un punto de integración por cada elemento, el punto medio, como ya se comentó en el apartado de comprensión del input y output de OOFEM. Tras realizar una consulta en el foro de OOFEM, me recomiendan que haya suficiente número de elementos por cada vano/viga en el caso de utilizar LIBeam2D.

- **Comparación**

Para analizar la sensibilidad de ambos elementos a la discretización, primeramente, se analizó un voladizo de 10 metros con una carga puntual de 100 N en el extremo y la misma sección transversal de 0.3 x 1 m de los casos anteriores. Se discretizó de 4 formas: 1, 2, 5 y 10 elementos. El resultado aparece en la tabla siguiente:

Elementos	Flecha voladizo					Giro voladizo		
	Beam2D	LIBeam2D	%	I/L	Analítico ($PL^3/3EI$)	Beam2D	LIBeam2D	Analítico ($PL^2/2EI$)
1	4.9440E-04	3.7152E-04	75.23%	1.00	4.938E-04	7.4251E-05	7.4251E-05	7.407E-05
2	4.9460E-04	4.6433E-04	94.03%	0.50	4.938E-04	7.4251E-05	7.4251E-05	7.407E-05
5	4.9524E-04	4.9032E-04	99.29%	0.20	4.938E-04	7.4251E-05	7.4251E-05	7.4074E-05
10	4.9526E-04	4.9403E-04	100.04%	0.10	4.938E-04	7.4251E-05	7.4251E-05	7.4074E-05

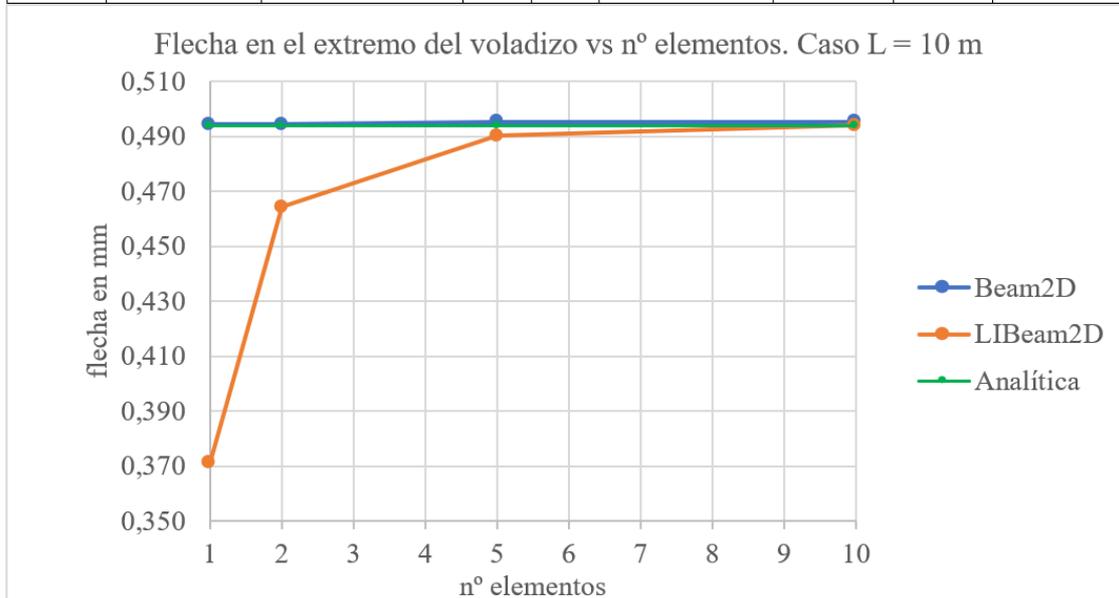


Figura 108. Comparativa entre elemento LIBeam2D y Beam2D en voladizo. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Se observa, al comparar con la línea verde que representa la flecha analítica obtenida a través de la expresión [64]:

$$f = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{100 \cdot 10^3}{3 \cdot 30 \cdot 10^9 \cdot 2.25 \cdot 10^{-3}} = 4.938 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.4938 \text{ mm}$$

que el elemento LIBeam2D es mucho más sensible a la discretización que el elemento Beam2D que incluso con 1 solo elemento apuntaba de buena manera a la flecha analítica. Resulta curioso el hecho de que, al contrario que la flecha, el giro en el voladizo no sea sensible a la discretización.

También se ha efectuado este tipo de análisis llevándolo a una estructura tipo pórtico de 10 m de soporte y 10 m de dintel. La sección transversal, será de tipo *SimpleCS*, solamente contiene fibras de hormigón para eliminar cualquier fuente de errores y facilitar la introducción de la inercia (igual a 0.001 m⁴) y, por ende, el cálculo analítico. El pórtico estará empotrado en sus dos apoyos. El caso de carga corresponde a una carga puntual de 100 N en el centro del dintel. Se ha calculado el pórtico mediante el método de rigidez aprendido en la Escuela, obteniendo el giro en los nudos activos a partir de las rigideces de cada elemento y de los momentos de empotramiento perfecto provocados por las solicitaciones externas. Una vez conseguido el giro, obtenemos los esfuerzos flector y cortante al inicio y final de cada elemento. Ese cálculo se realiza en un Libro Excel del cual se adjunta un anexo: Cálculo Pórtico. Además, aprovechando que el caso de ejemplo se encuentra en el rango lineal con una sección homogénea de hormigón, se contrasta este cálculo utilizando el software Robot Structural de Autodesk, del que se adjuntan los resultados de los esfuerzos flectores, giros y flechas en la Figura 110. Analíticamente el resultado de la flecha en el centro del dintel no es fácil de conseguir, pero sabemos que debe resultar un valor entre la flecha en centro de luz de una viga biapoyada y la de una viga biempotrada. Que se comporte como una u otra dependerá del grado de empotramiento en el nudo, que a su vez depende de la rigidez que la aporta el soporte al dintel. Si el dintel fuera infinitamente más rígido que los soportes, la viga actuaría como biapoyada. Por el contrario, si los soportes fueran infinitamente rígidos respecto al dintel, el comportamiento sería de viga biempotrada. En nuestro caso, como dintel y soporte tienen la misma longitud, módulo de elasticidad e inercia, ofrecen la misma rigidez al giro:

$$K = \frac{4EI}{L}$$

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Se recuerdan, a continuación, las expresiones de la flecha en el centro de luz para ambas situaciones [64]:

$$f_{biapoyada} = \frac{PL^3}{48EI} = 6.944 \cdot 10^{-5}m \quad f_{biempotrada} = \frac{PL^3}{192EI} = 1.7361 \cdot 10^{-5}m$$

La flecha que se obtiene tanto de OOFEM, como de Robot es: $3.47 \cdot 10^{-5}$ m que es exactamente la mitad de la flecha de la biapoyada y, por tanto, el doble de la biempotrada. Este resultado tiene sentido, ya que como se ha señalado antes debía encontrarse entre ambos extremos y al ser la rigidez del soporte del mismo orden de magnitud que la del dintel, tiene sentido que pueda dar un valor medio.

Se utilizarán como variables de control el giro en el nudo y la flecha en el centro del dintel. Dada la simetría del caso, no se consideran necesarias ninguna otra variable. Los resultados del pórtico son:

Análítico		Robot	
Giro en el nodo 02	-6.94444E-06 rad	Giro en el nodo 02	-6.947E-06 rad
Flecha centro dintel	3.4722E-05 m	Flecha centro dintel	3.485E-05 m

Figura 109 Comparativa de resultados entre la formulación analítica y Robot. Fuente: Elaboración Propia

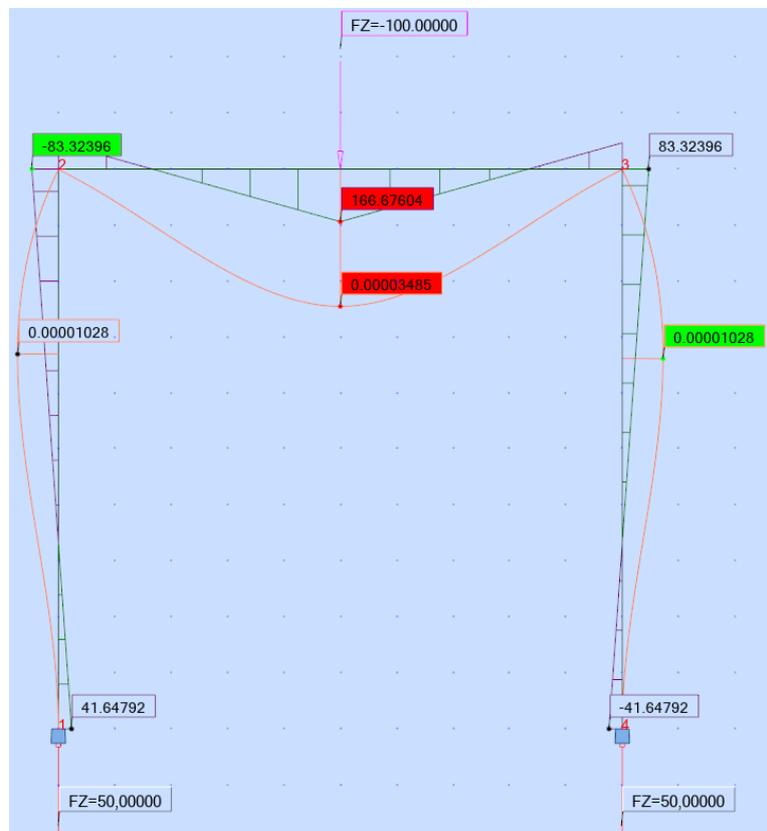


Figura 110. Diagrama de flectores y deformada del pórtico. Fuente: Elaboración propia.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Nudo/Caso	UX (m)	UZ (m)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	0,0
2/ 1	0,00000002	-0,00000013	0,000006947
3/ 1	-0,00000002	-0,00000013	-0,000006947
4/ 1	0,0	0,0	0,0

Figura 111 Tabla de desplazamientos de los nudos del pórtico. Interesa el giro en RY en nudos 2 y 3. Simetría.
Fuente: elab. propia

Si analizamos la influencia de la discretización en cuanto al giro en el nudo, volvemos a ver cómo el tipo de elemento LIBeam2D es muy sensible, si bien estamos trabajando en un rango preciso, pues con solamente 2 elementos ya se aproxima al resultado al 86%. Necesita al menos 6 elementos para acercarse al 98-99% del resultado mientras que el elemento Beam2D desde un principio se estabiliza en un 101%, porcentaje de aproximación que no cambia en función de la discretización. Si miramos ahora la variable flecha en centro de luz, hay un gran salto en cuanto a la precisión en la primera discretización con 2 elementos, pues solamente se aproxima en un 43%. Bien es cierto, que con 6 elementos ya se acerca al 95% y con 10 elementos ya supera el 99%. De nuevo, el elemento Beam2D se mantiene constante frente a la discretización. Toda esta comparativa la podemos ver reflejada en los gráficos que se adjuntan a continuación:

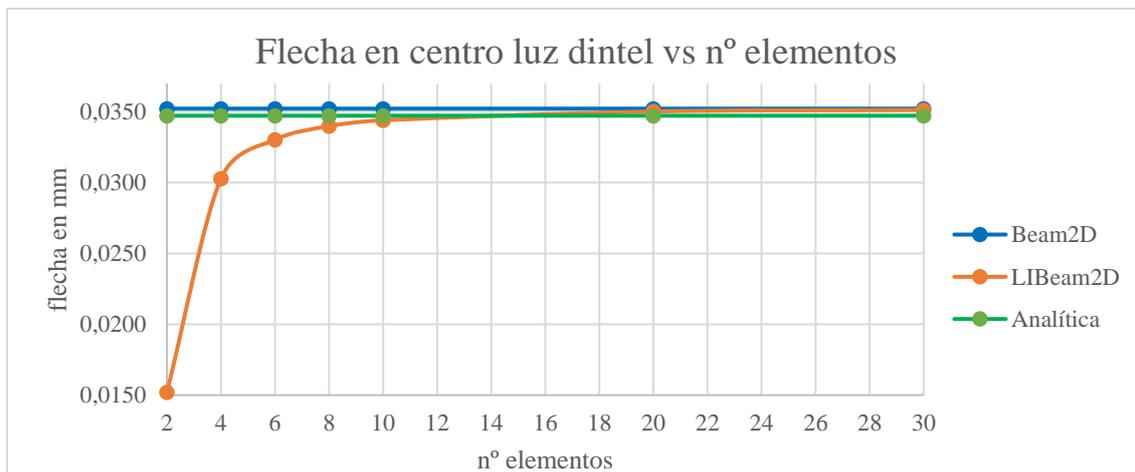


Figura 112. Comparación flecha en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

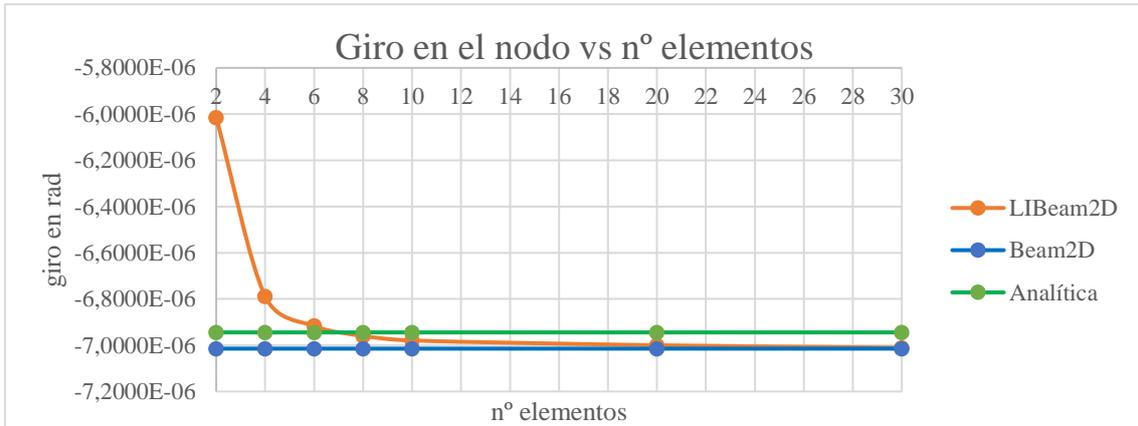


Figura 113. Comparación giro frente a número de elementos en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.

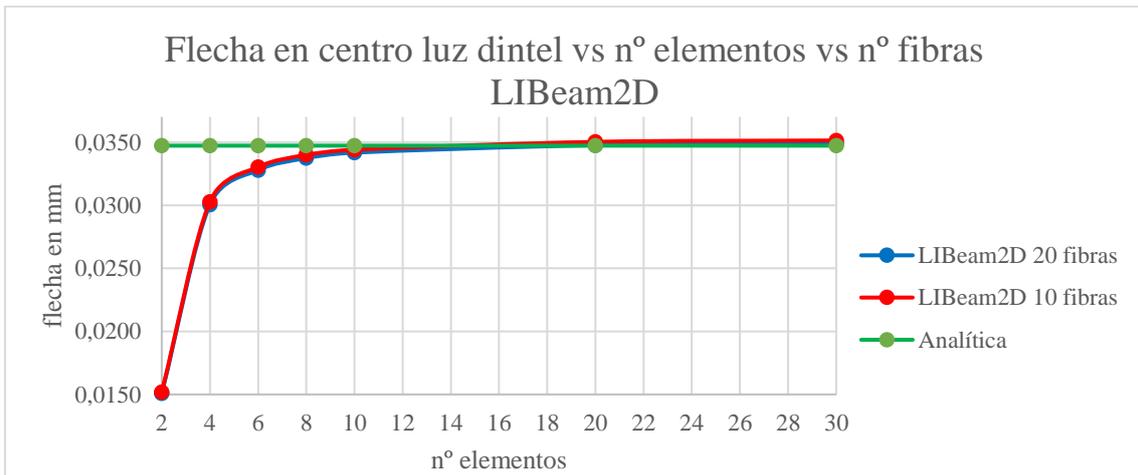


Figura 114. Comparación flecha centro de luz frente a número de elementos y número de fibras LIBeam2D en elemento Beam2D vs LIBeam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.

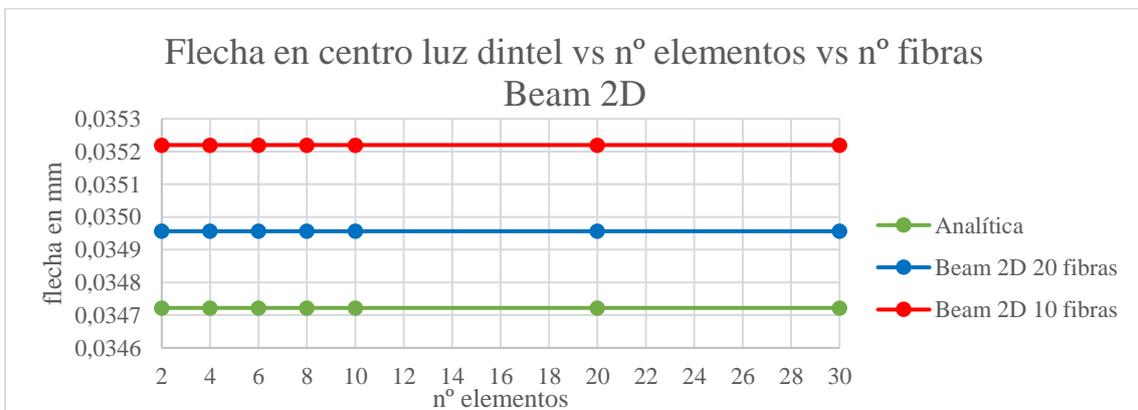


Figura 115. Comparación flecha centro de luz frente a número de elementos y número de fibras LIBeam2D en elemento Beam2D vs Beam2D en el pórtico. Fuente: Elaboración propia.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Siguiendo con el tajo de comparar ambos elementos, se introdujo la variable número de fibras en la sección transversal. Para ello, se pasó a utilizar la sección *LayeredCS* con todas las capas de hormigón y unas dimensiones tales que la inercia se mantuviera en 0.001 m^4 . Se adjuntan gráficos comparativos tanto en la página anterior como en esta.

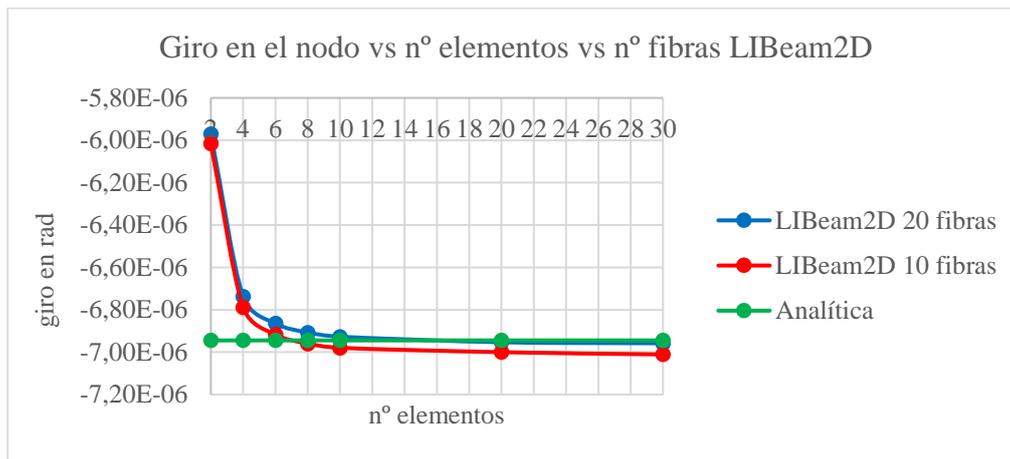


Figura 116. Comparativa del giro entre tipo de elementos añadiendo la variable nº de fibras en la sección LIBeam2D. Fuente: Elaboración propia.

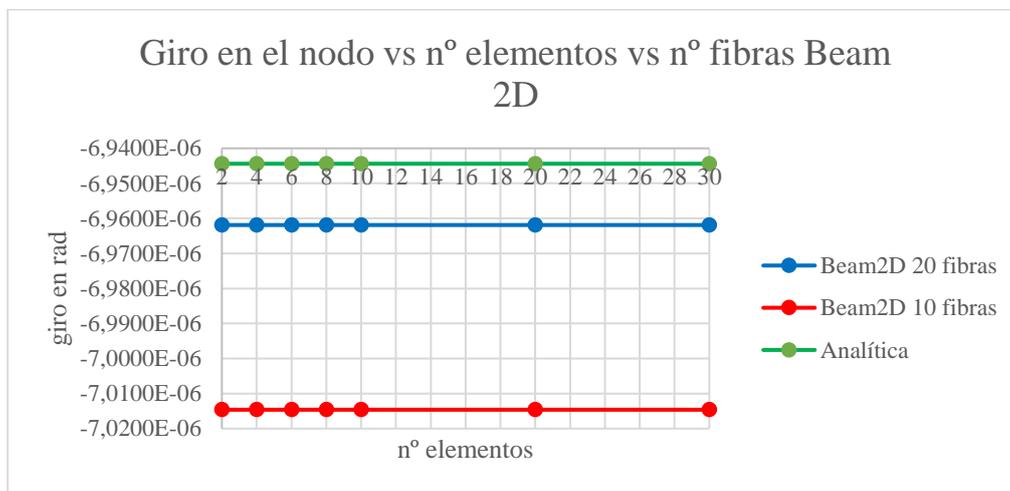


Figura 117. Comparativa giro entre tipo de elementos añadiendo la variable nº de fibras en la sección Beam2D. Fuente: Elaboración propia.

Viendo la figura superior y las anteriores ya comentadas, se puede concluir que el elemento Beam2D es menos sensible a la discretización. Aprovecho para comentar aquí, que en el caso de elegirse LIBeam2D para cualquier análisis hay que discretizar la viga en al menos 10 elementos para acercarnos lo más posible al resultado analítico, aunque siendo más precisos habría que estudiar la relación l/L , siendo l la longitud del elemento

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

y L la longitud total de la viga. Se ha hecho un análisis rápido en un voladizo de 5 m con la misma sección y carga (100N), obteniendo estos resultados:

Elementos	Flecha voladizo				
	Beam2D	LIBeam2D	%	I/L	Analítico ($PL^3/3EI$)
1	6.18998E-05	4.6540E-05	75.39%	1.00	6.173E-05
3	6.19223E-05	6.0290E-05	97.67%	0.33	6.173E-05
5	6.20045E-05	6.1390E-05	99.45%	0.20	6.173E-05
10	6.20078E-05	6.1854E-05	100.20%	0.10	6.173E-05

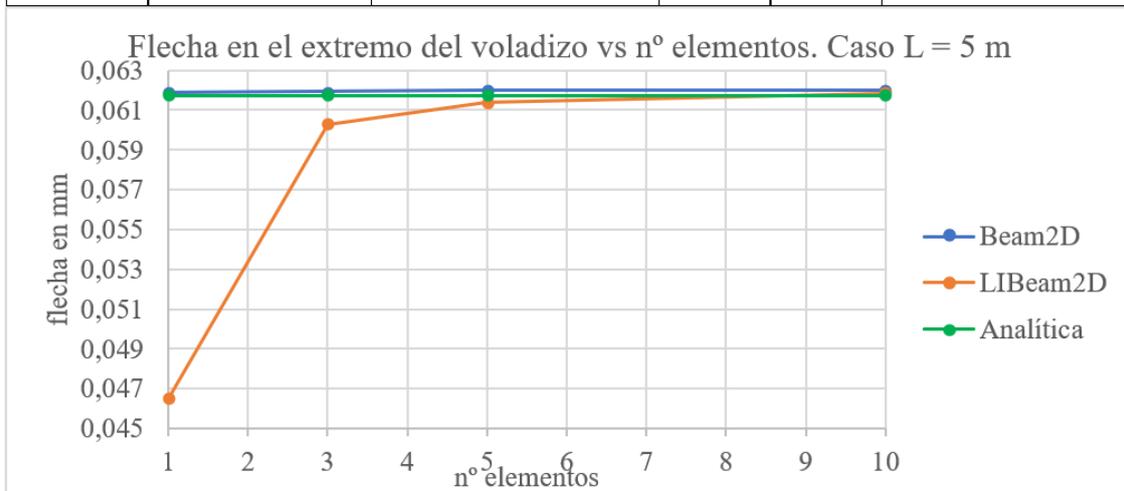


Figura 118. Comparación en el caso de voladizo de 5 m. Fuente: Elaboración propia.

Basándonos en las tablas y gráficos de la figura 118, podríamos establecer esa relación I/L límite en 0.35, pues nos asegura un 97% aproximación a las expresiones analíticas comúnmente utilizadas.

Esta circunstancia, unida al hecho de que nos ofrece resultados de esfuerzos y movimientos al inicio y al final de cada elemento y que nos permite elegir el número de puntos de integración intermedios (*Gauss Points*) y por tanto obtener información en puntos del elemento más útiles estructuralmente hablando que solamente en el punto medio; me llevaron a elegir el elemento Beam2D para abordar el caso definitivo de estudio de este trabajo académico.

También se comprobó dentro del elemento Beam2D, la susceptibilidad del elemento al número de puntos de integración o *Gauss Points GP*. Se probaron 3 escenarios: 1,2 y 4 puntos de integración. A continuación, se acompañan los resultados:



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

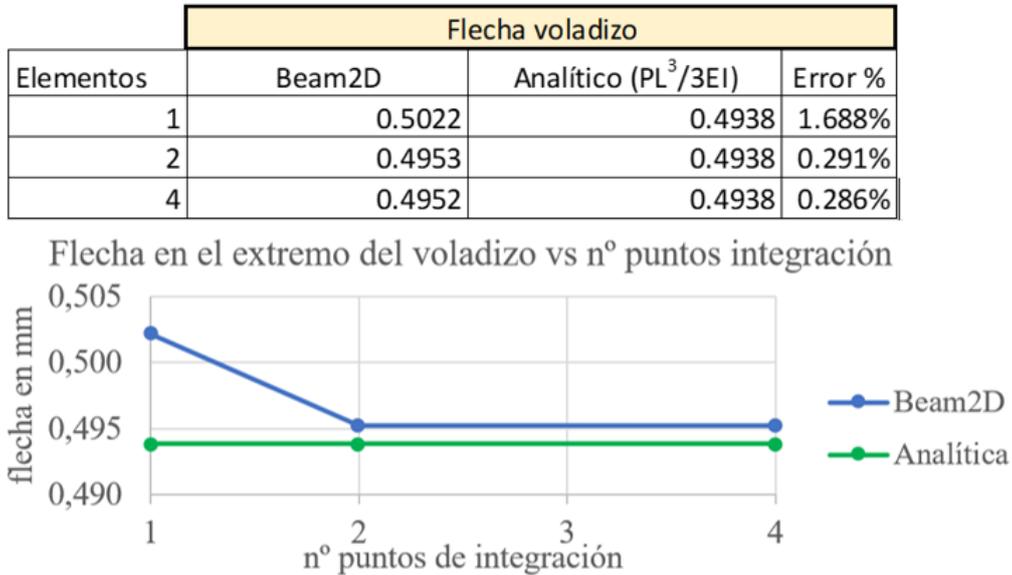


Figura 119. Comparativa del comportamiento de Beam2D en función de los puntos de integración. Fuente: Elaboración propia.

La conclusión es que la diferencia entre aportar 2 y 4 puntos de integración es casi nula mientras que el ahorro en el código del archivo de salida es mayúsculo, sobre todo si tenemos en cuenta la cantidad de tiempo que se ahorra en el post-procesamiento posterior en las macros del libro Excel cuando tengamos 60 elementos y 20 fibras en la sección. Se descarta programar un solo punto de integración porque el error aumenta en 6 veces provocando una pérdida importante de precisión.

Se ha estudiado también la diferencia entre conformar la sección transversal con 10 y 20 fibras. No se han pensado más escenarios por agilizar el post-procesamiento y por ser este un trabajo académico. Se ha intentado recrear la sección *SimpleCS* utilizada en los anteriores análisis con una inercia de $I = 0.001 \text{ m}^4$ mediante una sección con canto 0.3 m y un ancho de 0.4444 m. El ancho de las fibras se mantiene constante mientras que el canto es el que varía de 0.015 m en el caso de 20 fibras, a 0.03 m en el caso de 10. En la Figura 120 se puede observar el resultado se acerca más al calculado de forma analítica ($3.485e-05 \text{ m}$) si disponemos 20 fibras.

Node	31 (31):	Node	31 (31):
dof 1	d 8.19371142e-21	dof 1	d 4.08302702e-20
dof 3	d 3.85737097e-05	dof 3	d 3.88637897e-05
dof 5	d -1.09805051e-21	dof 5	d 9.62070058e-23

Figura 120. Captura de los movimientos en el nodo de centro de luz del pórtico con 20 (izq.) y 10 (dcha.) fibras. Fuente: Elaboración propia.



Sirva por tanto este apartado como un extra a la calibración del modelo de OOFEM para cerciorarnos que responde bien ante la introducción de un pórtico y no solo una viga biapoyada o en voladizo como se había revisado anteriormente.

A modo de resumen, para el análisis de casos se utilizará el elemento *Beam2D* con 2 puntos de integración y 20 fibras en la sección transversal. El número de divisiones será poco importante para este tipo de elemento como ya hemos visto pero aun así por seguir un rigor científico se discretizarán razonablemente los elementos.

4.4 ISOTROPIC DAMAGE MODEL FOR TENSILE FAILURE – IDM1

Para el caso que nos compete, se debía buscar un código que respondiera a la fisuración del hormigón y tuviera en cuenta los efectos de la pérdida de inercia cuando se da este proceso, al mismo tiempo que la colaboración del hormigón intacto entre fisuras. Ese código se encuentra en el material elegido: *idm1*, que significa Isotropic Damage Model. Con este material podemos modelar el comportamiento del hormigón a tracción de tal forma que cuando se supera la resistencia a tracción del material, es decir, cuando aparece la primera fisura, comienza a acumular daño en una variable escalar. Esta variable será la que contabilizará la pérdida de rigidez de cada fibra en función de la deformación de la misma. A continuación, se detalla en profundidad el funcionamiento de este material, sus posibilidades y parámetros. Es una traducción del manual del programa OOFEM que puede encontrarse en su web. [58]

Modelo de material isotrópico para tener en cuenta el fallo por daño por tracción

El modelo de daño isotrópico asume que la pérdida de rigidez es isotrópica, es decir, el módulo de rigidez correspondiente a diferentes direcciones decrece proporcional e independientemente de la dirección de carga.

El tensor de rigidez dañado se expresa como

$$D = (1 - w) \cdot D_e$$

donde w es una variable escalar que mide el daño y D_e es el tensor de rigidez elástico.

La ley de evolución del daño está postulada de forma explícita, relacionando la variable de daño w con el mayor nivel de deformación equivalente alcanzado hasta ese momento, k .

La deformación equivalente, $\tilde{\epsilon}$, es una medida escalar derivada del tensor de deformaciones. La elección de la expresión específica para la deformación equivalente



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

afecta a la forma del dominio elástico en el espacio de deformación y juega un papel similar a la elección de la condición de plasticidad cuando estudiamos ese campo.

Las siguientes definiciones de deformación equivalente están incluidas en OOFEM:

- ❖ Mazars (1984), definición basada en la norma de la parte positiva de la deformación:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{I=1}^3 \langle \varepsilon_I \rangle^2}$$

donde $\langle \varepsilon_I \rangle$ es la parte positiva de los autovalores del tensor de deformaciones ε .

- ❖ Criterio de Rankine, basado en la máxima tensión principal:

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \sqrt{\sum_{I=1}^3 \langle \bar{\sigma}_I \rangle^2}$$

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \max_{I=1} \bar{\sigma}_I$$

Donde $\bar{\sigma}_I, I = 1, 2, 3$ son los autovalores del tensor de tensiones efectivas $\bar{\sigma} = D_e : \varepsilon$ y $\langle \bar{\sigma}_I \rangle$ sus partes positivas.

- ❖ La norma de la energía escalada con el módulo de Young para obtener una cantidad de deformación:

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \sqrt{\varepsilon : D_e : \varepsilon}$$

- ❖ Definición modificada de Mises, propuesta por de Vree:

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \sqrt{\sum_{I=1}^3 \langle \bar{\sigma}_I \rangle^2}$$

- ❖ Definición de Griffith con la solución del elipsoide. Esta definición aplica a materiales en tracción pura y también en compresión, donde los esfuerzos de tracción normalmente aparecen en orientaciones específicas del elipsoide. Para implementarlo, lo primero es comprobar si se cumple el criterio de Rankine:

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \max_{I=1} \bar{\sigma}_I$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

En caso de no cumplirse, debe utilizarse la solución de Griffith con tensiones principales ordenadas $\sigma_1 > \sigma_3$. El parámetro opcional *griff_n* es por defecto 8 y representa el ratio de la resistencia a compresión/tracción uniaxial.

$$\tilde{\epsilon} = \frac{1}{E} \cdot \frac{-(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{griff_n(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

Todas estas definiciones están basadas en deformaciones y tensiones tridimensionales. Si se usan en un problema plano, las componentes de la deformación que no están aportadas explícitamente por la aproximación del modelo de Elementos Finitos son computadas asumiendo unas hipótesis de partida y son usadas en la evaluación de la deformación equivalente. Por ejemplo, en un análisis de tensión plana, la componente fuera del plano de la deformación normal es calculada asumiendo que la tensión normal es cero (usando la ley de Hooke estándar).

Ya que el aumento de daño acarrea un *softening*, que podríamos traducir como “ablandamiento”, es decir una pérdida de tensión, y puede inducir una localización del proceso disipativo, se debe prestar atención a una adecuada regularización. La aproximación más eficiente se basa en una formulación no local. Si el modelo fuera local, la ley de daño se debería ajustar al tamaño del elemento, siguiendo la filosofía de la aproximación de “*crack-band approach*”. Esta técnica ha sido usada en numerosos cálculos de fisuración en ingeniería, como introdujeron Bazant Z y Oh B.H. en 1983 y consiste en una simple técnica de eliminación o reducción de la sensibilidad de los resultados numéricos al tamaño de los elementos finitos en simulaciones que implican localización de deformación debido a un *softening*. (Jirasek M. y Bauer M. 2012)

Si el ajuste es bueno, se asegura una disipación correcta de la energía en una banda localizada de elementos fisurados, correspondiente a la energía de fisuración del material. Para numerosos estudios numéricos, puede ser útil especificar los parámetros de la ley de daño directamente, independientemente del tamaño del elemento, pero se debe ser consciente que, en este segundo caso, el modelo mostraría una sensibilidad peligrosa al tamaño de los elementos finitos si la malla es modificada.

Las siguientes leyes de daño están implementadas en OOFEM:

- **Fisura cohesiva con softening exponencial:** Postula una relación entre la tensión normal transmitida por la fisura y la abertura de fisura *w*:

$$\sigma = f_t \exp\left(-\frac{w}{w_f}\right) \quad (1)$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Donde f_t es la resistencia a tracción y w_f es un parámetro con la dimensión de abertura de fisura que controla la ductilidad del material. De hecho, $w_f = G_f / f_t$ donde G_f es la energía de fractura del modo I. En el contexto de la “crack-band approach”, la abertura de fisura w corresponde a la deformación inelástica ε_c multiplicada por el espesor efectivo h de la banda de fisuración, es decir la distancia entre fisuras primarias. El espesor efectivo h es estimado proyectando el elemento finito en la dirección de la máxima tensión/deformación principal al inicio del daño. La deformación inelástica ε_c es la diferencia entre la deformación total ε y la deformación elástica: σ/E . Aplicando estas relaciones, para el modelo de daño obtenemos:

$$\varepsilon_c = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} = \varepsilon - (1 - \omega)\varepsilon = \omega\varepsilon \quad (2)$$

y como $w = h\varepsilon_c = h\omega\varepsilon$. Sustituyendo esto en la ley cohesiva y combinándolo con la ley de tensión deformación del modelo de daño llegamos a una ecuación no lineal:

$$(1 - \omega)E\varepsilon = f_t \exp\left(-\frac{h\omega\varepsilon}{w_f}\right) \quad (3)$$

Para una deformación ε , el correspondiente daño ω puede ser obtenido mediante iteraciones de Newton en esa ecuación. Puede demostrarse que la solución existe y es única para cada $\varepsilon \geq \varepsilon_0$ teniendo en cuenta que el tamaño del elemento h no excede del límite $h_{max} = w_f/\varepsilon_0$. Para elementos más grandes que h_{max} , ocurriría un quiebro inadmisibles en el diagrama de tensión - deformación. En términos de propiedades del material, h_{max} puede ser expresada como EG_f/f_t^2 que está relacionada con la longitud característica de Irwin [65].

Esta modelización de la fisura modificando la ley tensión deformación coincide con los planteamientos mencionados en el apartado de *Estado del Arte* de este documento.

Este desarrollo ha sido realizado bajo carga monótona y tensión uniaxial. Bajo condiciones generales, ε es remplazado por la variable interna κ , que representa el mayor nivel de deformación equivalente alcanzado hasta ese momento.

Con la ecuación (2) podemos deducir la expresión del daño en función de la deformación, comprobando, acompañado de un gráfico tensión-deformación que tiene un sentido físico coherente. Esta expresión nos dice que la deformación inelástica o no recuperable es igual a la variable escalar daño ω multiplicada por la deformación total, siendo la deformación total la suma de la deformación no recuperable (inelástica) más la deformación recuperable (elástica). Por tanto, el daño ω se obtendrá como el cociente de la

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

deformación no recuperable entre la deformación total, adquiriendo así un sentido físico lógico que trato de explicar en la siguiente figura:

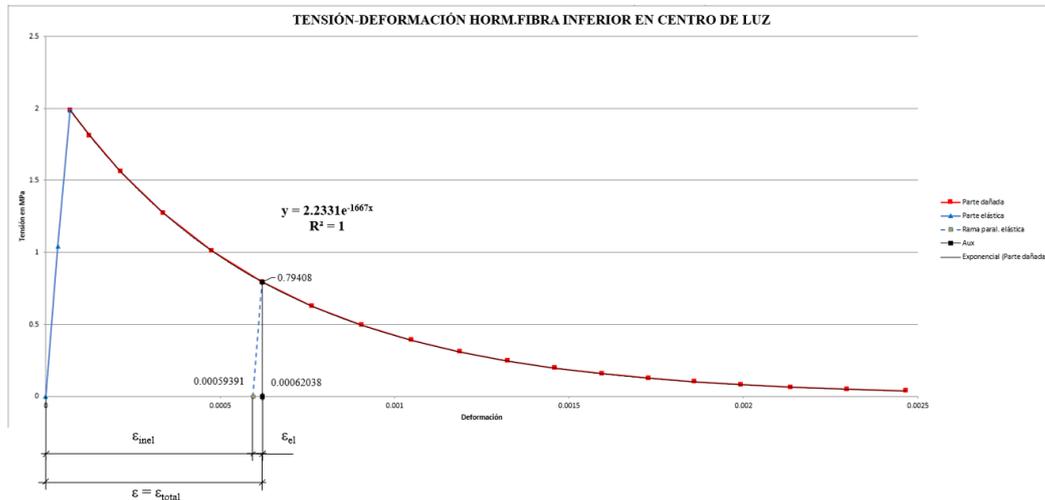


Figura 121. Diagrama tensión - deformación del hormigón en tracción. Fuente: Elaboración propia.

Se trata de una captura de un gráfico del caso de estudio de un pórtico de hormigón armado con una carga puntual en centro de luz del dintel de 10 m y el modelo de daño en el hormigón responde a la situación objetivo de “*tension stiffening*”, donde la $e0$ (deformación de fisuración) está fijada a la correspondiente a 2 MPa de tensión y la ef (deformación final de rotura) es 10 veces la $e0$. Se ha escogido un punto de la rama dañada (en rojo) correspondiente al step 7 ($P = 1330$ kN). A continuación, se recogen los datos necesarios para el análisis en ese punto:

Tabla 2 - Datos de tensión y deformación para el paso. Fuente: Elab. propia

ϵ	0.00062038
σ	0.79408 MPa

Para obtener la deformación inelástica o no recuperable (ϵ_{inel}), primero buscamos la deformación elástica (ϵ_{el}) asociada a esa tensión de 0.79408 MPa. Finalmente, restamos esa ϵ_{el} de la deformación total y obtenemos la ϵ_{inel} :

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{0.79408}{30.000} = 0.000026469$$

$$\epsilon_{inel} = \epsilon - \epsilon_{el} = 0.00062038 - 0.000026469 = 0.00059391$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Por lo tanto, siguiendo la ecuación (2) ya comentada, podemos obtener el daño de la fibra más traccionada de la sección centro de luz para este caso de carga como:

$$\epsilon_c = \epsilon_{inel} = \omega \epsilon \rightarrow \omega = \frac{\epsilon_{inel}}{\epsilon} = \frac{0.00059391}{0.00062038} = 0.95733$$

Si se comprueba este valor con el obtenido en OOFEM (tras procesarse en el libro Excel para una mejor visualización) resaltado en la Figura 122 en amarillo, verificamos que el daño obtenido a través de las expresiones analíticas coincide con lo que vierte el software.

54644	GP 1.20: strains	6.2038e-04	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-3.0909e-05	0.0000e+00						
54645	stresses	7.9408e+05	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-1.6485e+04	0.0000e+00						
54646	status {	kappa 0.000621,	damage 0.957334	crackVector 0.024888	0.000000	0.399690,	dissW 544.110214,	freeE 246.569658,	stressW 790.679872 }				

beam	element	31	STEP 7	P	1329.08 kN	Axil i	Cortante i	Mom flect i
80		displacements				-5.5642E-18	0.01225	-8.4798E-19
81		forces				-354.18	664.91	-2163.8
68	80	1.1	strains			Deformación fibr sup hormigón	-0.00032235	0
		stresses				Tensión fibr sup hormigón	-9.6705	0
0	7	9	15	0		0	Damage	0
68	80	1.2	strains			Deformación arm sup	-0.0002467	0
		stresses				Tensión arm sup	-51.807	0
67	79	1.19	strains			Deformación arm inf	0.00054473	0
		stresses				Tensión arm inf	114.39	0
67	79	1.20	strains			Deformación fibr sup hormigón	0.00062038	0
		stresses				Tensión fibr inf hormigón	0.79408	0
62	71	81	87	99		0.000621	Damage	0.957334

Figura 122. Captura de resultados de OOFEM una vez volcados en libro Excel para su mejor visualización. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se consolidará el concepto de daño con su análisis en el caso del ejemplo de una viga en voladizo.

Cuando estamos en la rama elástica, toda la deformación que se obtiene es recuperable puesto que la descarga se debe hacer paralelamente a la rama elástica de carga, al coincidir ambas líneas, la deformación elástica es igual a la deformación total, por lo que la deformación inelástica es cero, haciendo cero también la variable daño. Esto se ha intentado explicar gráficamente en la Figura 123, donde si se escoge un punto de la rama elástica (azul), la rama de descarga (amarilla discontinua) es paralela (misma pendiente que la de carga) y como estamos propiamente sobre la línea de carga, toda la deformación será de tipo elástico y recuperable por lo que la deformación inelástica será 0.

En este caso, el daño será:

$$\omega = \frac{\epsilon_c}{\epsilon} = \frac{0}{0.00001} = 0$$

Comprobamos que tiene sentido, pues al recuperar toda la deformación, el daño en el material en este caso será cero.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

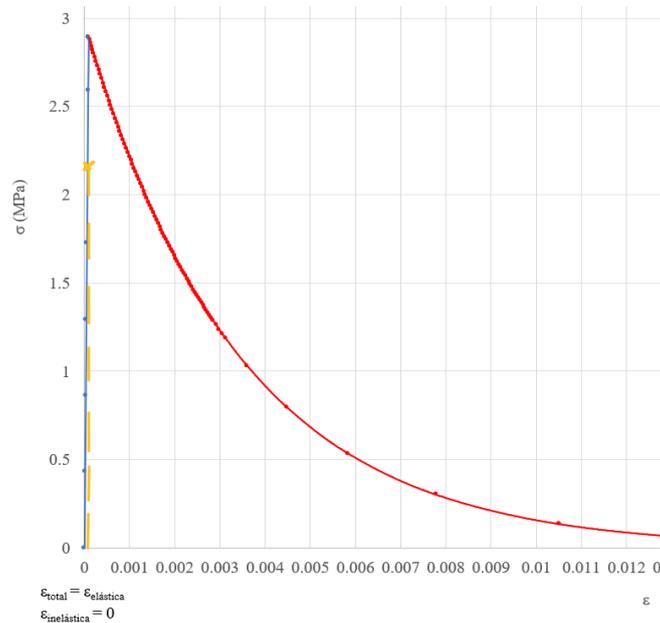


Figura 123. Variable daño en la rama elástica. Fuente: Elaboración propia.

Cuando estemos en la parte de la gráfica tensión-deformación correspondiente a *softening*, es decir, donde la tensión en el hormigón se va reduciendo debido a la pérdida de rigidez que induce la fisuración, tendremos ambas componentes: deformación elástica e inelástica. La deformación elástica será la correspondiente al término $\frac{\sigma}{E}$ y la deformación total será la que venga marcada por el step correspondiente de OOFEM, por tanto, la deformación inelástica se puede obtener como resta de ambas.

Para ilustrar este caso, se ha programado en OOFEM un archivo con intervalos de carga pequeños de tal forma que podamos observar cómo el material va llegando a fisuración. De ahí que la rama de descarga en la Figura 124 parezca lineal y no exponencial, pues es como si hubiésemos hecho un gran zoom a la primera parte de la rama de descarga. De lo contrario nos encontraríamos algo como lo de la Figura 123, más real pero menos ilustrativo para este caso, pues las pendientes serían casi verticales. Gráficamente, si trazamos una recta de descarga con la misma pendiente que la rama elástica obtenemos la deformación no recuperable (parte izquierda) y la deformación recuperable (parte derecha) correspondientes a ese instante de carga con una tensión y una deformación total determinada.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

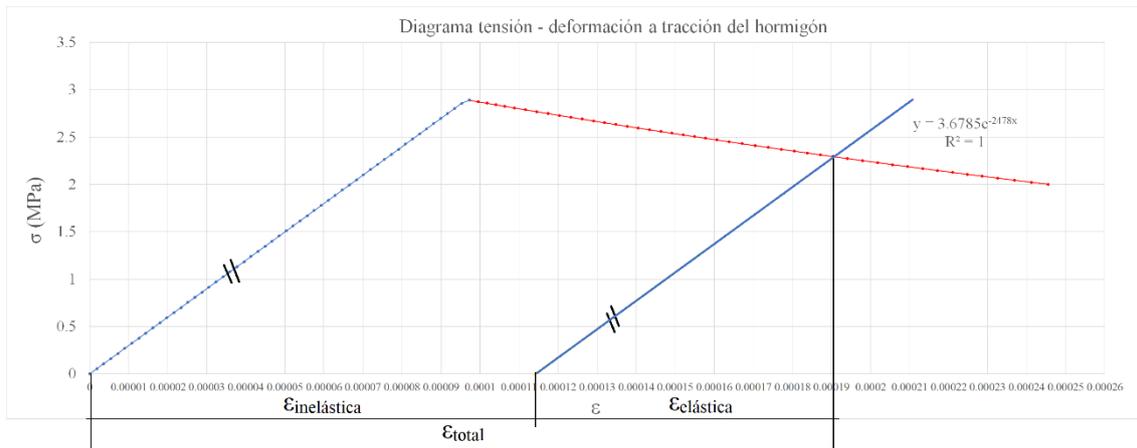


Figura 124. Obtención de las deformaciones elástica e inelástica para hallar el daño en la rama fisurada. Fuente: Elaboración propia.

Se procede, a continuación, a la realización de una comprobación entre el procesamiento de la salida de datos que se materializa con este gráfico más la ecuación de la línea de tendencia, y los datos que nos aporta OOFEM, fijándonos sobre todo en poder controlar y obtener la variable daño.

Analizando este caso, tenemos una $\epsilon_{total} \approx 0.00019$, una $\epsilon_{elástica} = 0.00019 - 0.000115 = 0.000075$ y una $\epsilon_{inelástica} \approx 0.000115$. En el gráfico podemos intuir una tensión $\sigma \approx 2.3$ MPa. Si utilizamos la ecuación de ajuste que nos muestra la línea de tendencia:

$$\sigma [MPa] = 3.6785 e^{-2478\epsilon}$$

$$\sigma [MPa] = 3.6785 e^{-2478 \cdot 0.00019} = 2.297 \text{ MPa}$$

por lo que conociendo el módulo de Young del hormigón utilizado que es 30.000 MPa, podemos obtener la deformación elástica.

$$\epsilon_{elástica} = \frac{\sigma}{E} = \frac{2.297}{30.000} = 0.0007656$$

Como vemos, la gráfica obtenida a través de un archivo Excel que lee los archivos de salida de OOFEM refleja perfectamente la realidad. Como se ha explicado previamente, el daño ω (damage, en inglés y en OOFEM), está definido como el cociente de la deformación que ya no se puede recuperar $\epsilon_c = \epsilon_{inelástica}$ (la deformación inelástica o “cracking strain”) entre la deformación total ϵ .

Por tanto, siguiendo la ecuación con los valores obtenidos gráficamente,

$$\omega = \frac{\epsilon_c}{\epsilon} \cong \frac{0.000115}{0.00019} \cong 0.605263$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Ahora se procede a comprobar, el resultado que nos muestra OOFEM en su archivo de salida para el caso de estudio. Estos resultados corresponden a la fibra más traccionada del elemento 1 (a 0.5 m del empotramiento) para una carga vertical en el extremo de la ménsula (L=10 m) de 8.6kN, por lo que el momento será de 86 kN*m. Resultado de OOFEM en texto:

```
GP 1.20: strains 1.9046e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -2.2877e-06
0.0000e+00 stresses 2.2943e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.1482e+04
0.0000e+00 status { kappa 0.000190, damage 0.598467 crackVector 0.006005 0.000000
0.999982, dissW 163.943064, freeE 218.507786, stressW 382.450851 }
```

```
GP 1.20 : strains 1.9046e-04 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -2.2877e-06 0.0000e+00
stresses 2.2943e+06 0.0000e+00 0.0000e+00 0.0000e+00 -1.1482e+04 0.0000e+00
status { kappa 0.000190, damage 0.598467 crackVector 0.006005 0.000000 0.999982, dissW 163.943064, freeE 218.507786, stressW 382.450851 }
```

Figura 125. Captura de la información de la fibra más traccionada del archivo de salida de OOFEM. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3 - Comparación gráfica-OOFEM de la variable daño. Fuente: Elab. propia

	Gráfica/manualmente	OOFEM
σ (MPa)	2.297	2.2943
ε	0.00019	0.00019046
ω (daño)	0.605263	0.598467

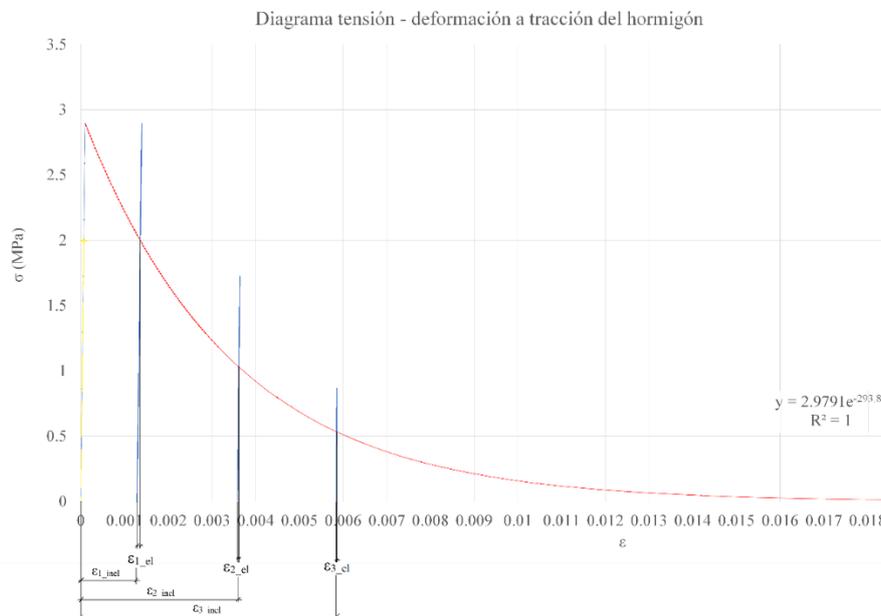


Figura 126. Concepto de daño a distintos niveles de carga. Fuente: Elaboración propia.

Se adjunta la figura anterior con el objetivo de terminar de comprender el concepto de daño y su evolución con las tensiones. Se han tomado 3 puntos diferentes a lo largo de la rama fisurada del diagrama de *softening* exponencial.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Tabla 4 - Comparación entre distintos niveles de carga con el objetivo de ver la variación de daño. Fuente: Elab. propia

	Tensión σ (MPa)	Deformación total ε	Deformación elástica (σ/E) ε_{i_el}	Deformación inelástica ε_{i_inel}	Daño ($\varepsilon_{i_inel}/\varepsilon_i$) ω
Punto 1	2	0.0014	$6.667 * 10^{-5}$	$1.333 * 10^{-3}$	0.95214
Punto 2	1.05	0.0036	$3.5 * 10^{-5}$	$3.565 * 10^{-3}$	0.99027
Punto 3	0.55	0.0058	$1.933 * 10^{-7}$	$5.799806 * 10^{-3}$	0.99996

Si se analizan el punto 1 y 2, cuyas tensiones están relacionadas por una razón muy cercana a 2, vemos que sus daños están relacionados con una razón muy distinta. Lo mismo ocurre si nos fijamos en el punto 2 y 3, cuya razón de tensiones vuelve a ser próxima a 2, pero la relación de daño es casi de 1. Aquí se refleja el carácter exponencial de la ley de daño elegida en los parámetros de OOFEM.

En la Figura 126 se puede observar, entre el punto 1 y 2 como para una relación de tensiones de 1.9 (2/1.05), la relación de deformaciones es de 2.57, lejos de una relación lineal. Además, se aprecia rápidamente, como el término de la deformación elástica es pequeño y tiende a 0, mientras que la deformación inelástica crece, tendiendo a igualar a la deformación total. Estas tendencias, provocan que el daño tienda a 1, como se observa en la Tabla 4.

En la lista de variables de entrada, la resistencia a tracción f_t no se especifica directamente, si no que se hace a través de $\varepsilon_0 = f_t/E$, siendo este parámetro en OOFEM: ε_0 . Otro parámetro de entrada puede ser la apertura característica de fisura w_f , en OOFEM: w_f .

En cálculo diferencial la expresión puede ser expresada así:

$$\frac{\partial \omega}{\partial \varepsilon} = - \frac{(\omega \varepsilon_f - \varepsilon_f) \exp\left(\frac{\omega \varepsilon}{\varepsilon_f}\right) - \omega \varepsilon_0}{\varepsilon_f \varepsilon \exp\left(\frac{\omega \varepsilon}{\varepsilon_f}\right) - \varepsilon_0 \varepsilon}$$

- **Fisura cohesiva con softening lineal:** Basado en la misma correspondencia entre abertura de fisura y deformación inelástica pero la ley de cohesión se asume más simple, de forma lineal:

$$\sigma = f_t \left(1 - \frac{w}{w_f}\right)$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

La relación entre el daño y la deformación puede ser obtenida de la ley de cohesión sustituyendo $w = h\omega\varepsilon$

$$\sigma = (1 - w)E\varepsilon = f_t \left(1 - \frac{h\omega\varepsilon}{w_f} \right)$$

Que nos lleva a una evaluación explícita de la variable de daño:

$$\omega = \frac{1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{1 - \frac{h\varepsilon_0}{w_f}}$$

Sin que haga falta iterar. El parámetro w_f , en OOFEM: wf, tiene el significado de apertura de fisura en fallo completo (cuando la tensión cohesiva es cero) y está relacionado con la energía de fractura de la fórmula modificada $w_f = 2G_f/f_t$. La expresión para el tamaño máximo del elemento es la misma que para la ley cohesiva de *softening* exponencial, $h_{max} = w_f/\varepsilon_0$ pero en términos de propiedades del material se puede escribir como $2EG_f/f_t^2$. La ecuación diferencial que rige ahora será:

$$\frac{\partial \omega}{\partial \varepsilon} = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon^2 \left(1 - \frac{h\varepsilon_0}{w_f} \right)}$$

- **Fisura cohesiva con *softening* bilineal:** Se implementa de forma aproximada y nos da para diferentes tamaños de malla la misma disipación total de energía, pero diferentes formas del diagrama de *softening*. En vez de transformar la abertura de fisura en deformación inelástica, el actual modo trabaja con el diagrama tensión-deformación ajustado de tal forma que las áreas de la parte derecha de la Figura 127, son iguales a las energías de fractura G_f y G_{ft} divididas por el tamaño del elemento. El tercer parámetro que define la ley es la deformación ε_k donde la rama de *softening* cambia de pendiente. Como esa deformación se considera fija, la correspondiente σ_k depende del tamaño del elemento y para pequeños elementos se acerca a la resistencia a tracción (aproximándose en buena medida al diagrama con *softening* lineal y energía de fractura G_{ft}).

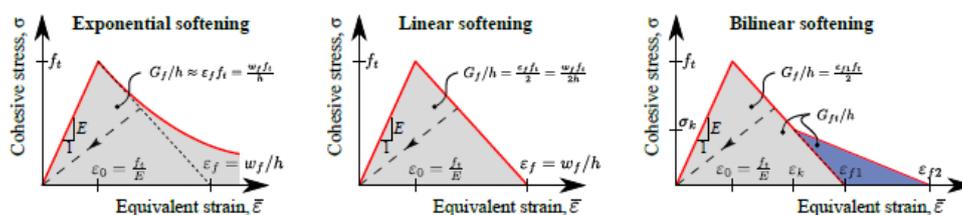


Figura 127. Distintos diagramas para modelizar el *softening* en el hormigón fisurado Fuente: OOFEM.org.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

En la figura vemos que la deformación de fractura ε_f (fallo total) y la abertura de fisura cuando la tensión es cero w_f están relacionadas a través del espesor efectivo h de la banda de fisura. La aproximación del *softening* lineal basada en una ley de cohesión exponencial no es exactamente equivalente a la aproximación de la rama de *softening* exponencial con ley tensión-deformación (ver parte izquierda de la Figura 127).

- **Softening lineal con ley tensión-deformación:** Se trabaja directamente con la deformación y no se hace ningún ajuste al tamaño del elemento. Los parámetros requeridos ε_0 y ε_f , en OOFEM: e_0 y e_f tienen el significado de la deformación equivalente a máxima tensión y a fallo completo, respectivamente. La relación lineal entre la tensión y la deformación en la rama de *softening* se obtiene a partir de la siguiente ley de daño:

$$\omega = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_f - \varepsilon_0} \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon} \right)$$

De nuevo, para cumplir con el planteamiento inicial, ε es remplazada por κ :

$$\frac{\partial \omega}{\partial \varepsilon} = \frac{\varepsilon_0 \varepsilon_f}{\varepsilon^2 (\varepsilon_f - \varepsilon_0)}$$

- **Softening exponencial con ley tensión-deformación:** También usa los 2 parámetros ε_0 y ε_f en OOFEM: e_0 y e_f , pero con una dependencia daño-deformación diferente:

$$\omega = 1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon} \exp\left(-\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_f - \varepsilon_0}\right)$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial \varepsilon} = \left[\frac{1}{\varepsilon(\varepsilon_f - \varepsilon_0)} + \frac{1}{\varepsilon^2} \right] \varepsilon_0 \exp\left(\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon_f - \varepsilon_0}\right)$$

- **Mazars con ley tensión-deformación:** Usa 3 parámetros, ε_0 , A_t y B_t , en OOFEM: e_0 , A_t y B_t y la dependencia daño-deformación es:

$$\omega = 1 - \frac{(1 - A_t) \varepsilon_0}{\varepsilon} - A_t \exp(B_t (\varepsilon - \varepsilon_0))$$

- **Softening exponencial suave con ley tensión-deformación:** Usa 2 parámetros, ε_0 y M_d , en OOFEM: e_0 y m_d y la dependencia daño-deformación será:

$$\omega = 1 - \exp\left(-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{M_d}\right)$$



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Lo que conlleva una curva tensión-deformación que inmediatamente se desvía de la linealidad (no tiene parte elástica) y suavemente cambia del endurecimiento al *softening* con una resistencia a tracción igual a:

$$f_t = E \varepsilon_0 (e M_d)^{\frac{-1}{M_d}}$$

➤ **Ley tensión-deformación suavizada extendida:** Es una formulación especial usada por Grassl and Jirásek [CITA]. La ley de daño sigue una forma bastante más complicada:

$$\omega = \begin{cases} 1 - \exp\left(-\frac{1}{m} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p}\right)^m\right) & \text{si } \varepsilon \leq \varepsilon_1 \\ 1 - \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon} \exp\left(-\frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_f \left[1 + \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_2}\right)^n\right]}\right) & \text{si } \varepsilon \geq \varepsilon_1 \end{cases}$$

Los parámetros del modelo son la resistencia a tracción f_t , la deformación a máxima tensión ε_p , y parámetros adicionales como ε_1 , ε_2 y n , que controlan la parte post-pico (post tensión máxima) de la ley tensión-deformación. En el input de OOFEM serán: f_t , e_p , $e1$, $e2$, nd . Los demás parámetros que aparecen en la formulación del daño pueden obtenerse de la condición de pendiente cero de la curva en $\kappa = \varepsilon_p$ y de las condiciones de continuidad de tensión y rigidez en $\kappa = \varepsilon_1$:

$$m = 1 - \frac{1}{\ln(E \varepsilon_p / f_t)}$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_1}{\left(\varepsilon_1 / \varepsilon_p\right)^m - 1}$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 \exp\left(-\frac{1}{m} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_p}\right)^m\right)$$

Es importante destacar que el parámetro *damlaw* del material en OOFEM determina el tipo de ley de daño que va a seguir, pero el ajuste al tamaño del elemento finito solo se realiza si se especifica el parámetro *wf* para *damlaw*=0 o *damwlaw*=1. Para otros valores de *damlaw*, o si el parámetro *ef* en vez de *wf*, la curva tensión-deformación no dependerá del tamaño del elemento finito y por tanto mostrará una sensibilidad patológica al tamaño de la malla. Para estos casos se recomienda usarlos en combinación con formulación no

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

local. Una formulación alternativa puede ser utilizar la energía de fractura para determinar la deformación de fractura.

A continuación, se detalla el formato que lleva este material en OOFEM, con los parámetros que se le pueden implementar y las opciones de cada uno:

La línea de código a introducir podrá completarse con los siguientes parámetros, no son todos obligatorios y algunos de ellos solo son válidos para ciertas leyes de daño. Todos los parámetros siguen la misma estructura: sus caracteres código seguidos de números reales que le dan valor al parámetro excepto el número de material, el criterio de deformación equivalente y la ley de daño del material que debe ser un entero:

Idm1 [n° material] [*d* #] [*E* #] [*n* #] [*tAlpha* #] [*equivstraintype* #] [*k* #] [*damlaw* #] [*e0* #] [*wf* #] [*ef* #] [*ek* #] [*wk* #] [*sk* #] [*wkwf* #] [*skft* #] [*gf* #] [*gft* #] [*At* #] [*Bt* #] [*md* #] [*ft* #] [*ep* #] [*e1* #] [*e2* #] [*nd* #] [*max-Omega* #] [*checkSnapBack* #]

- ❖ *d* → densidad del material
- ❖ *E* → módulo de Young
- ❖ *n* → coeficiente de Poisson
- ❖ *tAlpha* → coeficiente de dilatación térmica del material
- ❖ *equivstraintype* → elección de las diferentes definiciones de deformación equivalente. Para elegirlo, OOFEM le asigna un número a cada criterio de la siguiente forma:
 - 0 - Por defecto = Mazars
 - 1 - Rankine suave
 - 2 - Norma de la energía escalada
 - 3 - Mises modificado
 - 4 - Rankine estándar
 - 5 - Energía elástica basada en tensión positiva
 - 6 - Energía elástica basada en deformación positiva
 - 7 - Criterio de Griffith
- ❖ *k* → Relación entre la resistencia a compresión y a tracción solamente en caso de utilizar Mises modificado. Por defecto valor de 1.
- ❖ *damlaw* → Permite elegir entre las diferentes leyes de daño
 - 0- *Softening* exponencial (opción por defecto) con parámetros *e0* y uno de los siguientes: *wf*, *ef*, *gf*.
 - 1- *Softening* lineal con parámetros *e0* y uno de los siguientes: *wf*, *ef*, *gf*.
 - 2- *Softening* bilineal con diferentes opciones de parámetros: {*e0*, *gf*, *gft*, *ek*} o {*e0*, *wk*, *sk*, *wf*} o {*e0*, *wkwf*, *skft*, *wf*} o {*e0*, *gf*, *gft*, *wk*}
 - 3- *Softening* Hordijk (no implementado en esta versión)
 - 4- Ley de Mazars con parámetros *At* y *Bt*
 - 5- *Softening* exponencial suave con ley tensión-deformación con parámetros *e0* y *md*.
 - 6- Con daño desactivado (material perfectamente elástico y lineal)



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- 7- Ley de daño tensión deformación suavizada extendida con parámetros ft , ep , $e1$, $e2$, nd .
- ❖ $e0$ → Este parámetro puede tomar distintos valores en función de la ley de daño elegida: Deformación a tensión máxima (para leyes de daño 0,1,2 y 3). Límite de la deformación elástica para ley de daño 4 y deformación característica para ley de daño 5.
- ❖ wf → Parámetro que controla la ductilidad a través de la abertura de fisura para las leyes de daño 0 y 1.
- ❖ ef → Parámetro que controla la ductilidad a través de la deformación de fallo total (tensión cero) para las leyes de daño 0 y 1.
- ❖ ek → Deformación en el punto de cambio de pendiente del diagrama bilineal de *softening*. Solamente para ley de daño 2.
- ❖ wk → Abertura de fisura en el punto de cambio de pendiente del diagrama bilineal de *softening*. Solamente para ley de daño 2.
- ❖ sk → Tensión en el punto de cambio de pendiente del diagrama bilineal de *softening*. Solamente para ley de daño 2.
- ❖ $wkwf$ → Cociente de wk/wf que debe estar entre 0 y 1. Solamente para ley de daño 2 del diagrama bilineal 2.
- ❖ $skft$ → Cociente de sk/ft que debe estar entre 0 y 1. Solamente para ley de daño 2 del diagrama bilineal 2.
- ❖ gf → Energía de fractura. Para leyes de daño 0,1,2.
- ❖ gft → Energía total de fractura. Para ley de daño 2.
- ❖ At → Parámetro de ley de daño Mazars, ley nº 4 en este manual.
- ❖ Bt → Parámetro de ley de daño Mazars, ley nº 4 en este manual.
- ❖ md → Exponente usado solamente por la ley de daño 5, valor por defecto: 1.
- ❖ ft → Resistencia a tracción, solamente para la ley de daño 7.
- ❖ ep → Deformación a tensión máxima, solamente para la ley de daño 7.
- ❖ $e1$ → Parámetro de cálculo de la ley de daño 7.
- ❖ $e2$ → Parámetro de cálculo de la ley de daño 7.
- ❖ nd → Exponente de la ley de daño 7.
- ❖ $griff_n$ → Ratio entre la resistencia a compresión y a tracción uniaxial para el criterio de Griffith. Ley de daño 7.
- ❖ $maxOmega$ → Máximo daño para mejorar la convergencia (valor entre 0 and 0.999999) y afecta únicamente a la rigidez secante, no a la tensión.
- ❖ $checkSnapBack$ → Parámetro para buscar errores de quiebros o saltos bruscos. En 0 no lo busca, en 1 está activado (por defecto, 1).

Siendo OOFEM un programa que se ejecuta desde consola y que trabaja con archivos de texto tanto de entrada como de salida y al no tener una interfaz gráfica no es fácil su comprensión ni tampoco la interpretación de los resultados por lo que ha sido obligatorio programar o diseñar una hoja de cálculo en Excel para visualizar, organizar y utilizar los resultados de una manera cómoda y compacta.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

5 LECTURA DE LOS RESULTADOS EN EXCEL

Para poder analizar los resultados del archivo de salida de OOFEM de una manera cómoda y visual se han programado una serie de macros en Excel para intentar automatizar lo máximo posible el proceso.

Los libros a utilizar constarán de 5 pestañas u hojas, de las cuales 4 serán para los distintos casos de modelización del comportamiento del hormigón en tracción y la restante una recopilación que compara las 4 anteriores.



Figura 128 Pestañas de los Libros Excel utilizados para visualizar los resultados de OOFEM. Fuente: elab. propia

Se han diseñado una serie de botones por pasos, para que una persona “cualquiera” pueda utilizarlo llegado el caso. El usuario solamente debe pegar el output de OOFEM en la casilla resaltada en verde (A1) y esperar a que se cargue pues los archivos de texto son extensos y tienen un gran tamaño.



Figura 129 Casilla resaltada donde pegar el output de OOFEM y vista del output pegado en Excel. Fuente: elab. propia

Una vez que Excel ha recibido el texto con éxito, el usuario puede pasar al panel de botones que se encuentra en la parte superior izquierda de cada hoja. Existe una serie de botones principales, con el número de paso sobrescrito para facilitar el seguimiento. Además, se incorporan dos botones para limpiar la hoja de usos previos y los gráficos. También se añaden algunos simples botones que te permiten ir a determinadas celdas o encontrar valores específicos en los escalones de carga. Se decidió incluir un botón de revisión de reacciones para comprobar de un vistazo que el output no presenta fallos de bulto.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

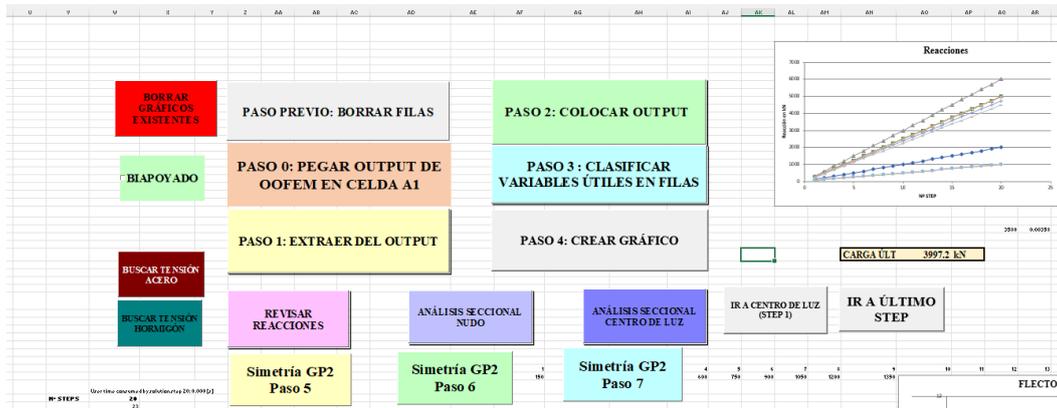


Figura 130 Panel de botones presente en cada una de las 4 hojas con casos para realizar el post-procesamiento de los resultados. Fuente: elab. Propia

El proceso que siguen las macros es el de extraer (Paso 1) la información útil de la cadena de texto situada en las columnas A y B (ver parte derecha de la Figura 129), colocarla (Paso 2) de forma que mediante comandos ENCONTRAR y EXTRAER, se obtengan los resultados objetivo.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100																																																																																																				
1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300	305	310	315	320	325	330	335	340	345	350	355	360	365	370	375	380	385	390	395	400	405	410	415	420	425	430	435	440	445	450	455	460	465	470	475	480	485	490	495	500	505	510	515	520	525	530	535	540	545	550	555	560	565	570	575	580	585	590	595	600	605	610	615	620	625	630	635	640	645	650	655	660	665	670	675	680	685	690	695	700	705	710	715	720	725	730	735	740	745	750	755	760	765	770	775	780	785	790	795	800	805	810	815	820	825	830	835	840	845	850	855	860	865	870	875	880	885	890	895	900	905	910	915	920	925	930	935	940	945	950	955	960	965	970	975	980	985	990	995	1000

Figura 131 Tabla diseñada para extraer los caracteres de interés del output de OOFEM. Fuente: elab. Propia

Una vez conseguido esto, el siguiente paso es volver a organizar (Paso 3) en filas cada step de cara a dejar unos rangos válidos para graficar, algo que se consigue mediante un formulario (Paso 4, ver Figura 133).

CUADRO RESUMEN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Reaccion Vertical	0.00000															
Step GP1	-0.00000341	-5.695E-06	-5.029E-06	-3.173E-06	-2.177E-06	-6.694E-07	0.000000784	2.249E-06	3.707E-06	5.187E-06	6.671E-06	8.073E-06	0.000000523	0.000000995	0.000000441	0.000
Step GP2	-4.464E-06	-5.243E-06	-4.094E-06	-2.709E-06	-1.959E-06	-3.379E-07	0.000000514	2.309E-06	3.707E-06	4.892E-06	6.779E-06	8.199E-06	0.000000994	0.000000940	0.000	
Step GP3	5.166E-06	7.344E-06	8.722E-06	5.499E-06	4.277E-06	3.059E-06	1.833E-06	6.176E-07	-6.193E-07	-3.054E-06	-2.279E-06	-1.833E-06	-0.000000572	-1.944E-06	-1.10	
Step GP30	0.000000669	9.202E-06	7.742E-06	5.295E-06	4.018E-06	3.079E-06	0.000000370	6.106E-07	-3.976E-07	-1.443E-06	-3.994E-06	-5.905E-06	-0.000000966	-5.127E-06	-0.00	
Step GP11	-0.23523	-0.13656	-0.10000	-0.07121	-0.06203	-0.03855	0.00216	0.00142	0.11111	0.05401	0.14211	0.19851	0.12500	0.13125	0.249	
TENSION ACERO Step GP1	1.32E2	1.69E2	1.47E2	1.05E2	0.72E2	0.49E2	0.32E2	0.21E2	0.14E2	0.09E2	0.06E2	0.04E2	0.03E2	0.02E2	0.01E2	
TENSION ACERO Step GP2	1.32E2	1.69E2	1.47E2	1.05E2	0.72E2	0.49E2	0.32E2	0.21E2	0.14E2	0.09E2	0.06E2	0.04E2	0.03E2	0.02E2	0.01E2	
TENSION ACERO Step GP3	0.31011	0.2111	0.23241	0.16071	0.11607	0.08107	0.05107	0.03107	0.02107	0.01107	0.00107	0.00107	0.00107	0.00107	0.00107	
Damage GP1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Damage GP20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Max_U	0	4.077E-07	6.19E-07	1.223E-06	1.830E-06	2.039E-06	2.466E-06	2.829E-06	3.282E-06	3.663E-06	0.000004077	4.4047E-06	4.802E-06	5.3007E-06	5.7076E-06	6.11
Max_D	0	-2.143E-06	-1.747E-06	-0.000000003	-0.000000006	-0.000000011	-0.000000014	-0.000000017	-0.000000020	-0.000000023	-0.000000026	-0.000000029	-0.000000032	-0.000000035	-0.000000038	-0.00
Max_V	0	0.00000094	0.000001738	0.000002936	0.000003702	0.000004977	0.000006171	0.000007464	0.000008757	0.000010050	0.000011343	0.000012636	0.000013929	0.000015222	0.000016515	0.00
Max_Z	4.677E-07	6.19E-07	1.223E-06	1.830E-06	2.039E-06	2.466E-06	2.829E-06	3.282E-06	3.663E-06	0.000004077	4.4047E-06	4.802E-06	5.3007E-06	5.7076E-06	6.11	
Min_U	-2.143E-06	-1.747E-06	-0.000000003	-0.000000006	-0.000000011	-0.000000014	-0.000000017	-0.000000020	-0.000000023	-0.000000026	-0.000000029	-0.000000032	-0.000000035	-0.000000038	-0.00	
Min_D	0.00000094	0.000001738	0.000002936	0.000003702	0.000004977	0.000006171	0.000007464	0.000008757	0.000010050	0.000011343	0.000012636	0.000013929	0.000015222	0.000016515	0.00	
Min_V	0	0.0021433	0.0075473	0.015683	0.026086	0.037501	0.050204	0.063007	0.076810	0.090613	0.104416	0.118219	0.132022	0.145825	0.159628	0.173431
Min_Z	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	
Comax_U	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	32.489	
Comax_D	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	-64.978	
Comax_V	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Comax_Z	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	-32.489	
Flammax_U	54.978	44.829	38.083	25.336	15.589	9.8424	-10.611	-23.398	-32.145	-42.891	-52.828	-62.489	-72.132	-81.078	-90.024	

Figura 132 Tensiones, deformaciones, movimientos y esfuerzos organizados en filas para posteriormente ser graficados. Fuente: Elab. Propia

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Se ha diseñado dos tipos de formulario: uno para las hojas estándar y otro para la hoja recopilatoria. El primero, diseñado para cada caso, donde el usuario puede elegir graficar la ley de flectores, de tensiones, de tensión deformación tanto en la armadura como en el hormigón, la flecha en el dintel, etc. Se grafican todos los pasos que contenga esa hoja.

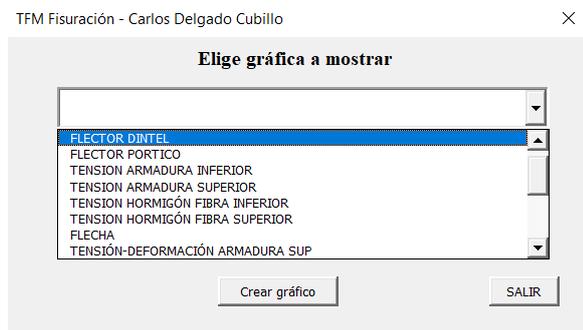


Figura 133 Formulario nº 1 para cada hoja. Fuente: elab. propia

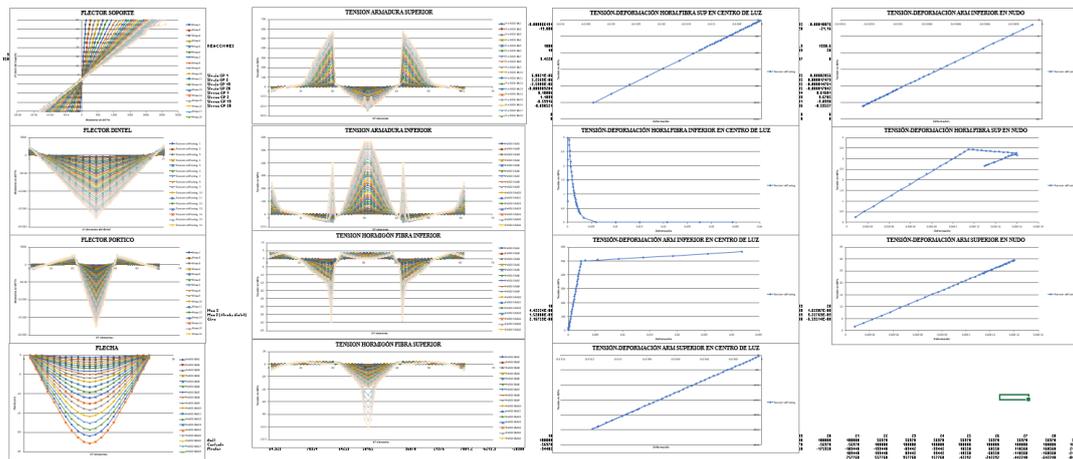


Figura 134 Gráficos realizados automáticamente a través del formulario 1. Fuente: elab. propia

El segundo, más sofisticado, permite elegir el paso concreto que queremos graficar (o si por el contrario deseamos ver todos los pasos o *steps*) y el tipo de gráfica, y nos muestra la comparativa de las 4 hojas que representan las diferentes formas de comportamiento del hormigón para la misma sección y geometría.



Figura 135 Formulario de la hoja recopilatoria. Fuente: elab. propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

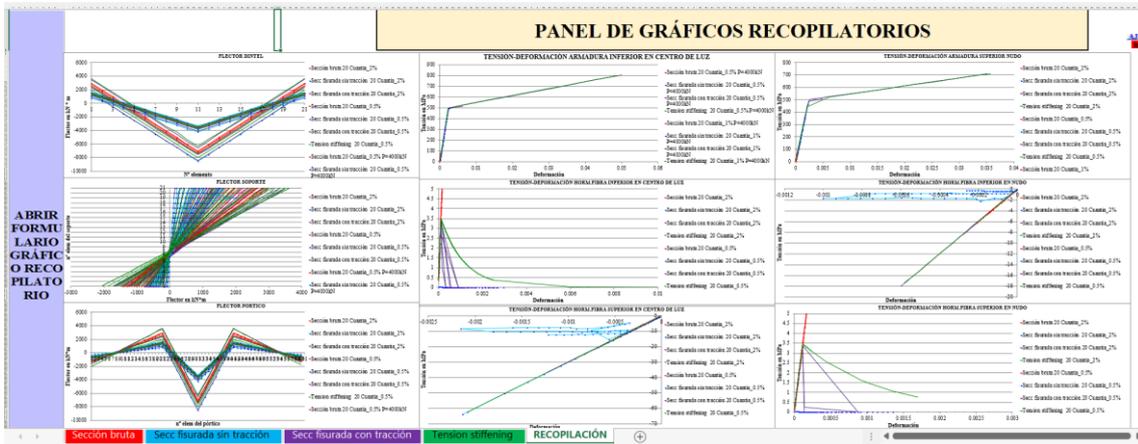


Figura 136 Ejemplo de resultados organizados que lanza el formulario recopilatorio. Puede apreciarse como en el FLECTOR SOPORTE se ha elegido la opción de todos los pasos, mientras que en los demás solo algunos están representados. Fuente: elab. propia

6 CASUÍSTICA

En este punto, una vez sentadas las bases del fenómeno de la fisuración del hormigón y el tension stiffening, y una vez comprendido, contrastado y calibrado el uso del software OOFEM, se procede al análisis comparativo de distintos casos de geometría, características mecánicas y carga con el fin de obtener unos resultados clarificadores acerca del fenómeno del aprovechamiento de la resistencia a tracción del hormigón.

Se han de aclarar una serie de hipótesis que se están asumiendo en el modelo:

- No se tiene en cuenta el peso propio de la estructura.
- Se desprecia el efecto de deformación por cortante.
- Se desprecia la deformación inicial por retracción.
- Se desprecian efectos a largo plazo del hormigón como la fluencia.
- Muy importante volver a mencionar que OOFEM no tiene unidades como tal, hay que trabajar con coherencia.
- Se trabaja con una única sección transversal para todo el soporte y otra sección transversal para todo el dintel, por lo que aunque la disposición de la armadura no represente óptimamente la realidad se ha validado por ser esta investigación de carácter académico.
- La armadura se modeliza como una fibra rectangular más, mediante anchura y canto. Por tanto, el modelo no tiene en cuenta fenómenos de escala reducida como la adherencia entre el hormigón que rodea a las armaduras y el acero, si no que, como ya se explicó en otros apartados, modifica la ecuación constitutiva del hormigón para acoger el fenómeno de tension stiffening .
- El material *idm1* del modelo no permite limitar las tensiones en el hormigón a compresión.
- El material *j2mat* no contempla una deformación o tensión de rotura del acero, solamente una rama de endurecimiento pero sin límite.
- El análisis se va a realizar para un ancho de todos los elementos de 5 metros, pues corresponde aproximadamente al ancho efectivo resultante de la apertura de cargas sobre el balasto de los raíles de un paso superior ferroviario cuando circula un tren por vía única. [66]



Figura 137 Ejemplos de realizaciones de puentes pórtico de hormigón para tráfico ferroviario. Fuente: izq. [67] y dcha [68].

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

El análisis se cimenta en la comparación de 4 secciones para cada caso de carga y geometría:

- Sección bruta (SB): no se tiene en cuenta el fenómeno de la fisuración, ambos materiales, hormigón y acero, se comportan de forma lineal.
- Sección fisurada sin tracción (SFST): Tiene en cuenta la fisuración del hormigón de tal forma que en cuanto se alcanza la descompresión, el hormigón deja de colaborar.
- Sección fisurada con tracción (SFCT): Se tiene en cuenta la rama elástica del hormigón hasta alcanzar la resistencia a tracción. Una vez alcanzada la deformación de fisuración, la tensión que aporta el hormigón es nula.
- Tension stiffening (TS): Se modela una ley de daño como se ha comentado a lo largo del documento para reflejar la colaboración del hormigón a tracción entre fisuras.

En la figura a continuación se representa gráficamente cada caso para una resistencia a tracción (ejemplo) de 2 MPa. Se seguirá un código de colores que se respetará a lo largo de las distintas comparativas:

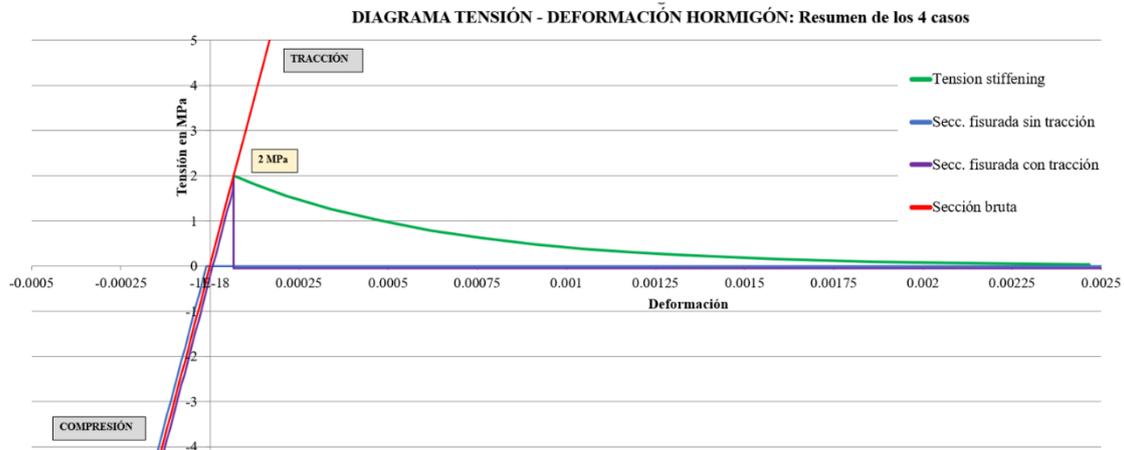


Figura 138 Comparativa de leyes tensión deformación del hormigón en fisuración. Fuente: elab. Propia

Los casos se realizarán sobre una estructura pórtico de hormigón, que representa quizá la solución más clásica y utilizada tanto en ingeniería civil como en edificación.

Se han pensado varios escenarios sobre los que construir la casuística:

- Cuantía de armado
- Tipo de apoyo
- Clase del hormigón

Las tensiones positivas indican tracción y las negativas compresión.

6.1 CASO I. VARIACIÓN DEL RATIO DE ARMADO

Se ha diseñado la siguiente casuística en función del ratio de armadura, siguiendo el hilo de gran parte de los artículos de la bibliografía consultados en el apartado 2. En sus conclusiones se dice que este parámetro es muy influyente en el fenómeno del tensión stiffening, pues el área de hormigón que pueda colaborar alrededor de la armadura se ve directamente afectada por la cuantía de acero a tracción. El ratio de armadura a compresión se ha demostrado irrelevante en cuanto a variar la magnitud del tensión stiffening (TS). A mayor cuantía de armado, menor hormigón rodeará las barras y por tanto menor aportación de tensión stiffening habrá. En el modelo de este estudio, limitado a generar una serie de capas como las de la figura 138, el contacto acero-hormigón no puede reproducirse exactamente, por lo que la tendencia puede no ser la misma.

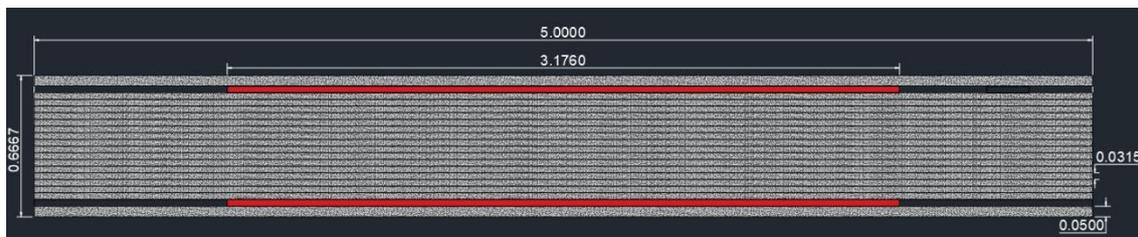


Figura 139 Sección transversal del dintel que entienda OOFEM con una armadura simétrica del 3% en cada cara. Fuente: elab. Propia

Se ha analizado para 3 cuantías en el dintel: 0.5%, 1% y 2 %. Sin variar los demás parámetros. El pórtico es de 10 m. de dintel por 6 m. de soporte y los cantos son 0.5 m. y 0.667 m. cumpliendo una relación de L/15 en el dintel. El recubrimiento se materializa mediante la fibra extrema y será de 50 mm (un valor algo elevado para clases de exposición habituales que rondan los 35-40 mm [9]). Se evaluará para una carga puntual en centro de luz de 2000 kN y para otra de 4000 kN.

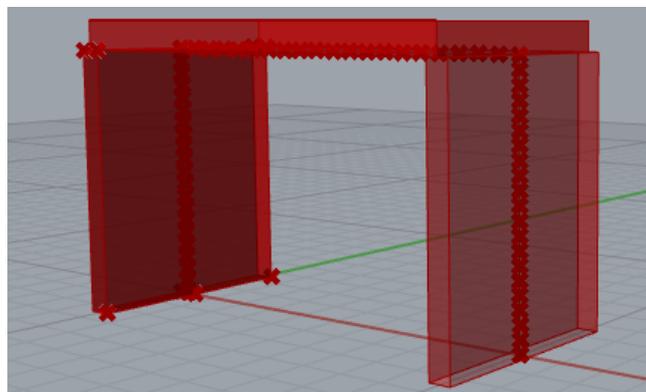


Figura 140 Imagen del pórtico de estudio para la influencia de la cuantía de armado. Fuente: elab. propia Rhino-Grasshopper

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Para representar las distintas cuantías se respetará el código de colores en cuanto al tipo de comportamiento a tracción considerado y además se diseña un tipo de línea y marcador para cada cuantía con el fin de facilitar la comprensión al lector.

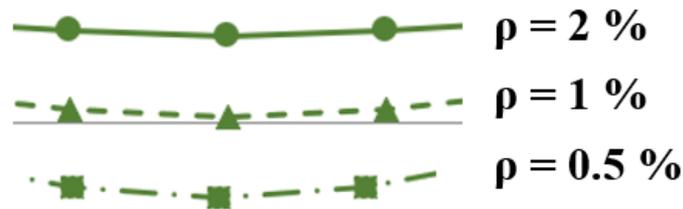


Figura 141 Leyenda de tipo de línea y marcador para cada cuantía. Fuente: elab. propia

• **Caso 1.1 P = 2000 kN**

En primer lugar, se van a analizar los momentos flectores a lo largo del pórtico para obtener algunas conclusiones. Como se puede ver, la ley sigue la forma que cabría esperar y se sitúa entre las dos situaciones límite: un dintel biapoyado y un dintel biempotrado. El flector en centro de luz en el primer caso sería PL/4 y en el segundo PL/8, resultando unos valores para este caso de carga de: 5000 kN * m y 2500 kN * m respectivamente. Los flectores reales, asimilando la sección con tension stiffening (TS) como lo más próximo al comportamiento real, se mueven cerca de los 3500 kN*m, confirmando una situación intermedia.

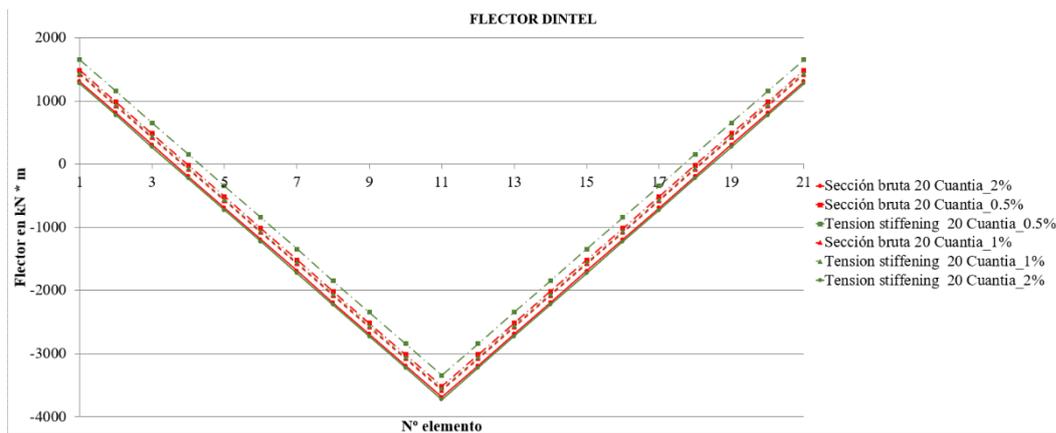


Figura 142 Comparativa momentos flectores y ratio entre momento negativo en el nudo y positivo en centro de luz para sección bruta y TS. Fuente: elab. Propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Cuantía	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %	Ratio posit / neg TS	Ratio posit / neg secc bruta	% ratio TS / Secc. Bruta
	Tension stiffening	Secc bruta	TS/ Secc bruta	Tension stiffening	Secc bruta	TS/ Secc bruta			
0.5%	3345	3517	-4.9%	1653	1483	11.5%	2.02	2.37	85.3%
1%	3558	3581	-0.6%	1441	1418	1.6%	2.47	2.53	97.8%
2%	3729	3694	0.9%	1270	1306	-2.8%	2.94	2.83	103.8%

Tabla 5 Comparativa momentos flectores y ratio entre momento negativo en el nudo y positivo en centro de luz. TS vs Secc bruta. Fuente: elab. propia

La relación entre el momento en centro de luz y el momento en el nudo se reduce a la par que la cuantía para el caso de TS. La diferencia entre sección bruta y TS aumenta al disminuir la cuantía como se ve gráficamente en la figura 141 y se confirma atendiendo a la relación entre ratios TS / sección bruta, de donde se extrae que el efecto del tension stiffening es más elevado para la cuantía de 0.5% pues rigidiza el comportamiento, produciendo que la ley de flectores no se descuelgue tanto. Los negativos aumentan hasta un 11% al tiempo que el momento positivo se reduce un 5% para la cuantía de 0.5%. Sin embargo, para la cuantía de 2%, la variación es muy reducida, un 1% en positivos y un 2.8% en negativos. La diferencia de distancia entre puntos de momento nulo, o dicho de otro modo, la longitud a negativos (o positivos) del dintel, no experimenta grandes cambios dentro de cada cuantía. Podría hablarse de unos 20 cm en el caso de la cuantía baja (0.5%) que representa un $0.2/10 = 0.02 = 2\%$ del total de la longitud del dintel. Si comparamos la cuantía alta y baja para el caso de TS, esta diferencia asciende hasta los 50-55 cm, representando un 5% del total de la longitud del dintel.

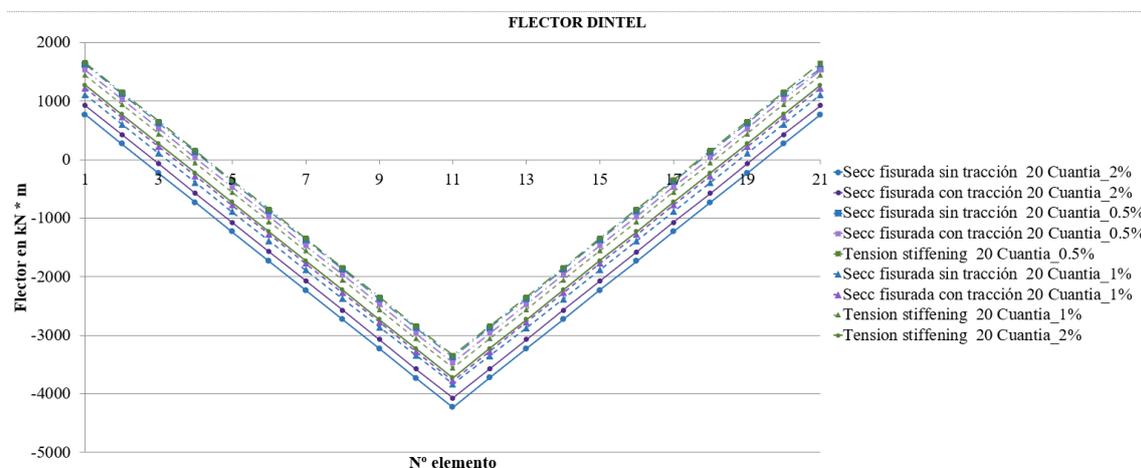


Figura 143 Comparación flector dintel entre TS, secc fis con tracción y secc. fis sin tracción. Fuente: elab. propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Tabla 6 Comparación flector dintel entre TS, secc fis con tracción y secc. fis sin tracción. Fuente: elab. Propia

Cuantía	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %	Ratio posit / neg TS	Ratio pos/neg secc fis sin tr	% ratio TS / Secc fis sin
	Tension stiffening	Secc fis sin tracc.	TS/ Secc fis sin	Tension stiffening	TS/ Secc fis sin	TS/ Secc fis sin tr			
0.5%	3345	3370	-0.7%	1653	1624	1.8%	2.02	2.08	97.5%
1%	3558	3848	-7.5%	1441	1105	30.4%	2.47	3.48	70.9%
2%	3729	4233	-11.9%	1270	768	65.4%	2.94	5.51	53.3%

En este caso, si se desprecia la resistencia del hormigón a tracción, se ve la fuerte influencia de la cuantía de acero, pues el ratio entre el momento negativo y el positivo sube hasta los 5.51 para la cuantía del 2%. Esto se debe a que las secciones del empotramiento han perdido gran parte de su rigidez y la ley se decala hacia positivos, produciéndose una redistribución de tensiones. Se observa como para la cuantía baja apenas hay grandes diferencias, debido a que la baja cantidad de armadura dispuesta no representa un gran cambio en cuanto al comportamiento a tracción. Además, al producirse este decalaje, la longitud de positivos aumenta con la cuantía, desde cerca de medio metro (5% de la longitud total del dintel) en el caso del tension stiffening hasta un metro y medio (15 %) en el caso de despreciar la resistencia a tracción. Esto es algo a destacar para diseñar correctamente las longitudes de armado y de sus anclajes. Para la cuantía del 2% es destacable la tendencia a biapoyada de la ley de flectores, con un 60% de reducción de negativos cuando se desprecia la colaboración del hormigón. Si pensamos en el diseño de las armaduras, se habrían dispuesto armaduras a negativos para resistir un momento de 770 kN*m cuando en realidad, la sollicitación en el nudo alcanza los 1270 kN*m, encontrándose la estructura en una situación de riesgo. Al mismo tiempo, se habría armado la sección central del vano para un positivo de 4233 kN*m cuando la sollicitación en verdad es de 3729 kN*m, por lo que se podría haber ahorrado alrededor de un 10% de acero. El efecto del tension stiffening para las 3 cuantías provoca una rigidización.

Si se tiene en cuenta la rama lineal a tracción (color violeta) el comportamiento será algo intermedio entre el TS y el desprecio total de la resistencia a tracción.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

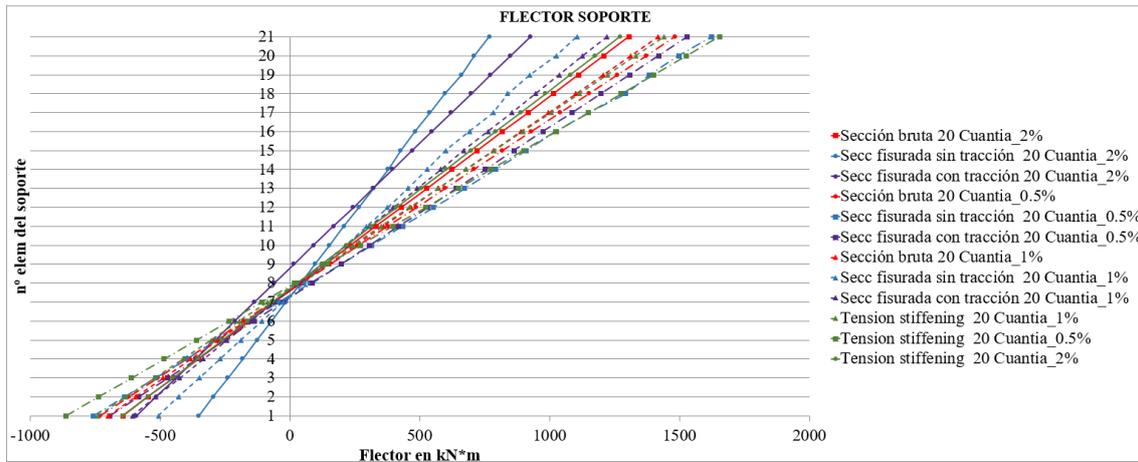


Figura 144 Momentos flectores en el soporte para el caso de estudio $P = 2000$ kN. Fuente: elab. Propia

La variación de la longitud de positivos y negativos no se produce en el soporte, probablemente debido a que en este elemento la cuantía es siempre la misma: 0.5%. Lo que sí que se aprecia es una mayor variación entre flectores de distintas cuantías en la base del empotramiento para el caso de despreciar la resistencia a tracción. El máximo flector en el empotramiento, solidario con el máximo flector en el nudo, se produce para la cuantía de 0.5% en Tension Stiffening, síntoma de que la colaboración del hormigón entre fisuras aporta un efecto rigidizador al conjunto.

A continuación, se realiza también un análisis en cuanto a las tensiones de las distintas fibras significativas (armadura inferior y superior, y fibra extrema inferior y superior) en los 4 casos. Los gráficos muestran el número de elemento en el eje X del 1 al 61, cada elemento mide 0.3 m en el soporte y 0.5 metros en el dintel. El nodo del nudo es el 21 y el de centro de luz el 31.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

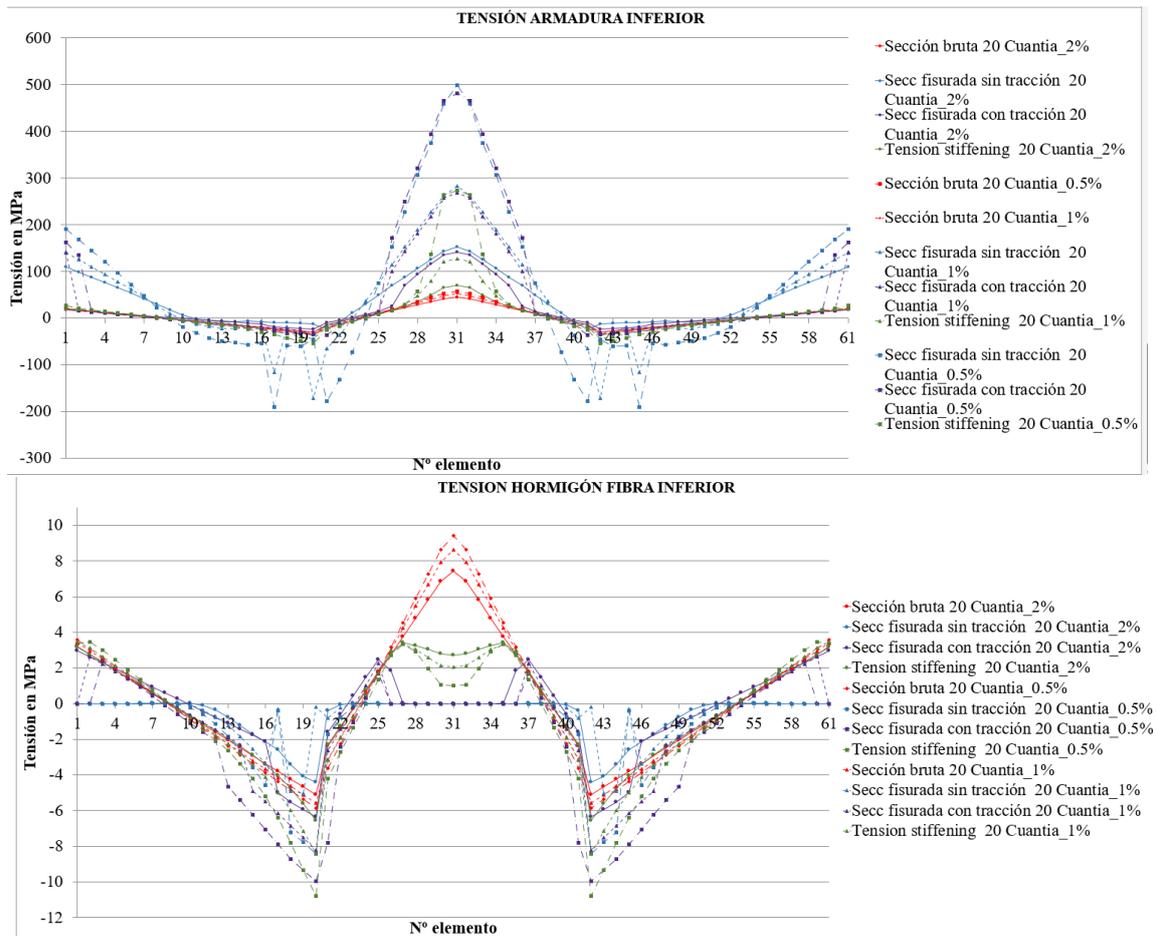


Figura 145 Análisis de tensiones en la armadura inferior y en la fibra de hormigón inferior. Tracciones positivas, compresiones negativas.

En esta figura, se puede observar claramente el efecto del tension stiffening. Las secciones que desprecian en parte o totalmente la colaboración a tracción del hormigón, tienen tensión cero en el hormigón en la zona central del dintel (donde los esfuerzos de tracción en la fibra inferior son mayores). Esta tensión, que el hormigón no es capaz de resistir, la debe absorber el acero (ver figura superior), produciendo esos picos de tensiones, más notables cuanto menor cuantía de acero se dispone. Por otro lado, en la sección bruta, donde el hormigón no pierde capacidad a tracción, algo irreal pero didáctico, la armadura no coge excesiva carga y desliga la influencia de la cuantía en el comportamiento de la sección. Para la sección real, se aprecia como en centro de luz y los elementos adyacentes, se ha alcanzado la tensión de fisuración en el hormigón y lejos de caer a cero (situación considerada en gran cantidad de cálculos donde se desprecia el aporte del tension stiffening), el hormigón aún aporta de 1 a 3 MPa en función de la cuantía. Este aporte, y en función de la cuantía, se refleja en una disminución de la tensión en la armadura (precedida de una disminución de deformación, como se explica en el apartado 2).



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

A mayor cuantía, menor es la relación entre tensiones para esta carga de 2000 kN. Por lo que en este caso el efecto del tension stiffening es mayor, a mayor cuantía.

Tabla 7 Análisis de tensiones inferiores en centro de luz. Fuente: elab. propia

Cuantía	Tension stiffening		Relación
	Tensión armadura inferior (MPa)	Tensión hormigón inferior (MPa)	Armad / horm
0.5%	274	1	274.00
1%	127	2.05	61.95
2%	70	2.72	25.74

Es interesante ver que, para el caso de la cuantía más baja, las diferencias son notorias. De tener 70 MPa en el caso de calcular con la sección bruta, a llegar a plastificar la armadura con 500 MPa para el caso de despreciar la resistencia a tracción del hormigón, mientras que el comportamiento real está sobre los 274 MPa en la armadura, correspondiente a una situación de servicio. Por tanto, para cuantías altas la diferencia es de más del doble, mientras que para cuantías bajas es del 82%.

Se aprovechan también esta figura y la siguiente para presentar alguno de los errores que devuelve OOFEM, como los saltos en la S.F.S.T (azul claro) que no son controlables pero que se asumen como parte del proceso del trabajo de investigación.

Tabla 8 Comparación tensiones, sección fisurada sin tracción y sección fisurada con tracción. Fuente: elab. propia

Cuantía	Tensión armadura inferior (MPa)		Variación %
	Tension stiffening	Secc fis sin tracc.	SFST / TS
0.5%	274	500	82.5%
1%	127	284	123.6%
2%	70	154	120.0%

En cuanto a las tensiones en la fibra superior, el comportamiento es análogo al de la fibra inferior cambiando que la sección más solicitada a tracción será la del nudo.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

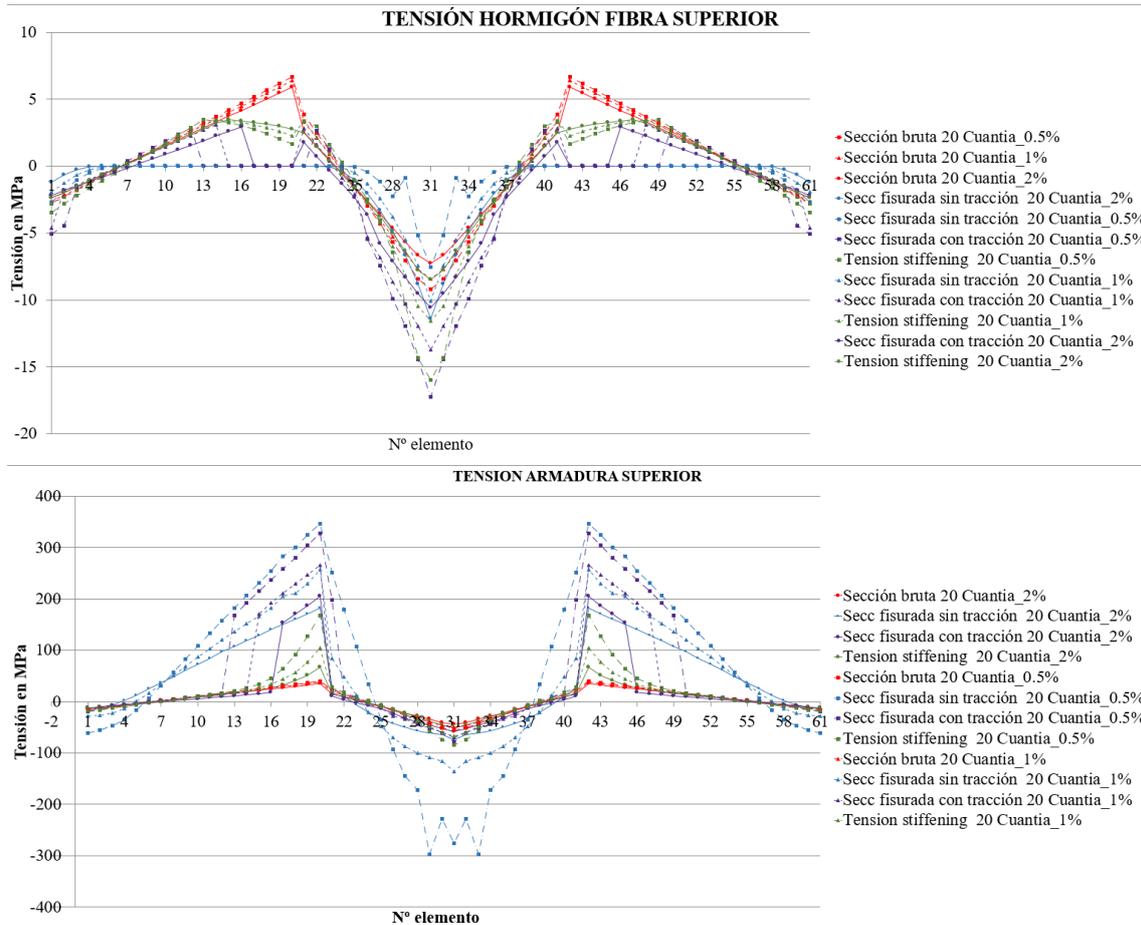


Figura 146 Tensiones en fibra superior de acero y hormigón a lo largo del pórtico para $P = 2000 \text{ kN}$. Fuente: elab. propia

Si despreciáramos la colaboración del hormigón estaríamos sobreestimando la tensión en la armadura desde un 106% hasta un 176% con la cuantía más alta, es decir el doble y casi el triple de tensión que lo que está sufriendo en realidad. Por tanto, en estas zonas en el análisis clásico se está restando una gran capacidad al acero.

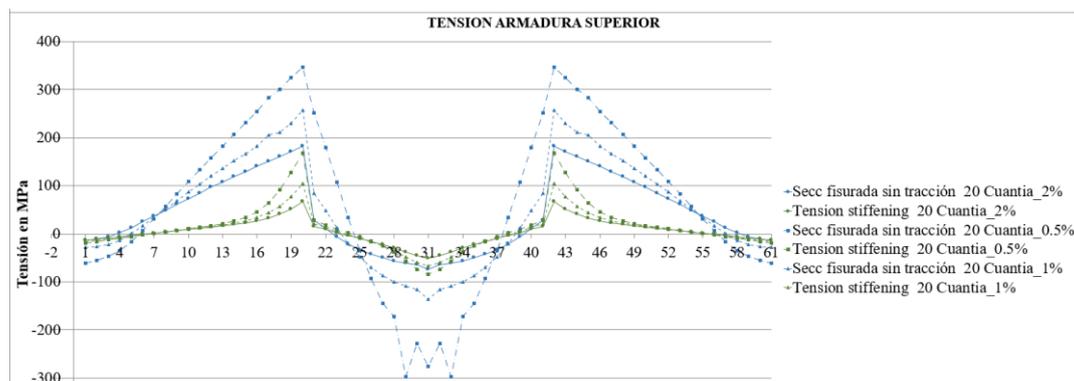


Figura 147 Comparación de tensiones a lo largo del pórtico en la armadura superior. SFST vs TS. Fuente: Elab. propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Tabla 9 Comparación de tensiones en el nudo. Nudo 21. Fuente: elab. propia

Cuantía	Tensión armadura superior (MPa)		Variación %
	Tension stiffening	Secc fis sin tracc.	SFST / TS
0.5%	168	346	106.0%
1%	104	258	148.1%
2%	66	182	175.8%

Las tensiones de compresión se encuentran controladas por debajo de $0.6 f_{ck}$, con un máximo de 16 MPa para la cuantía de 0.5% en centro de luz, por lo que la fisuración a compresión estaría totalmente controlada.

Respecto a la armadura de compresión no se van a hacer análisis puesto que se dispone simétrica a la de tracción por razones de simplicidad del modelo y se aleja de una representación realista.

Se procede a un análisis en términos de deformaciones por estar éstas directamente ligadas a la inercia de la sección, parámetro importante en la fisuración por los distintos estados (I y II del apartado 2.3) por los que pasa el hormigón armado durante el proceso de carga. Es turno por tanto de comparar la flecha en el centro de luz del dintel. Los gráficos muestran en su eje X, el nº de elemento correspondiente al dintel, que siempre estará discretizado en 20 elementos, del 1 al 21. Como el pórtico de estudio tiene 10 m de vano, cada elemento representa 0.5 m. El elemento 11 representa el centro de luz.

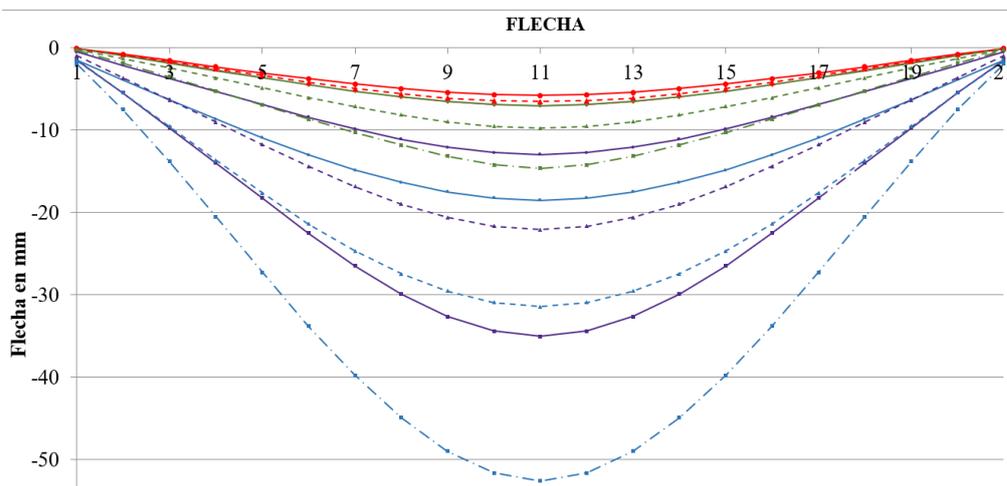


Figura 148 Comparativa global de las 3 cuantías y los 4 casos por cuantía. Fuente: elab. propia

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

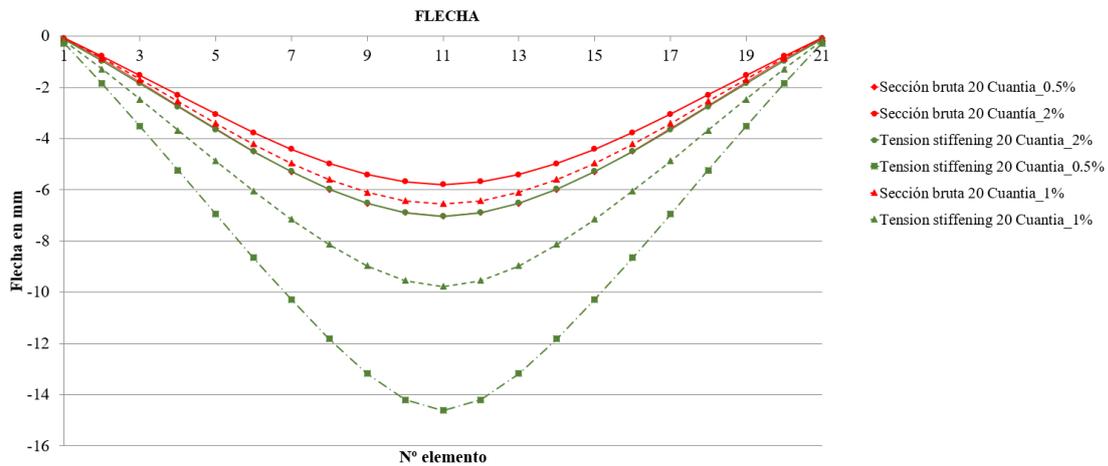


Figura 149 Comparativa sección bruta vs tension stiffening. Fuente: elab. propia

Cuantía	Flecha en centro de luz (mm)		%
	Tension stiffening	Sección bruta	
0.50%	14.613	7.032	207.8%
1%	9.772	6.549	149.2%
2%	7.033	5.794	121.4%

Tabla 10 Comparativa entre sección computando el tension stiffening y sección bruta. Fuente: elab. Propia

La Tabla 10 refleja lo evidente, ya comentado por J. Calavera en el apartado 2.3: si se calculan flechas con la sección bruta, cuya inercia es mucho mayor que la fisurada (aun teniendo en cuenta la colaboración del hormigón a tracción como en este caso), se están infravalorando los valores de las flechas. Este efecto crece de forma no lineal con la disminución de la cuantía.

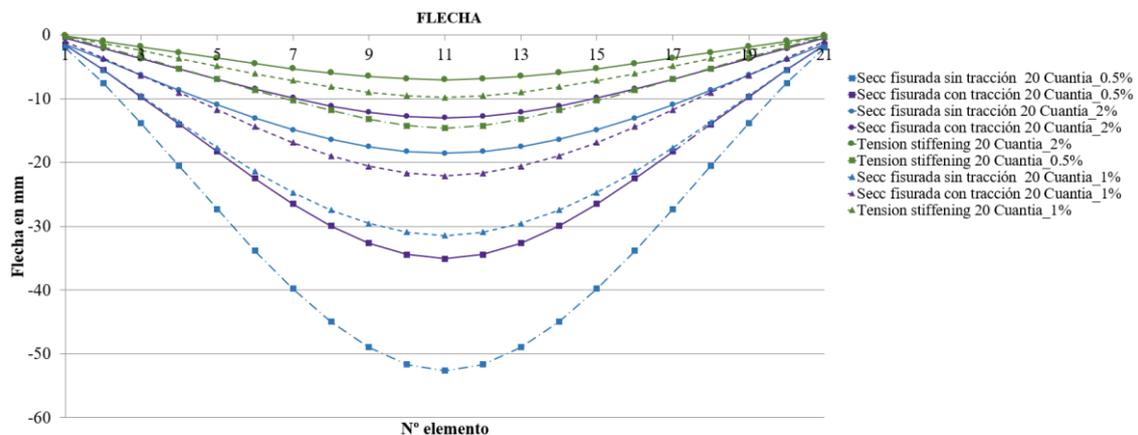


Figura 150 Comparativa entre secc. sin tracción, secc. con tracción y TS. Fuente: elab. propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Cuantía	Flecha en centro de luz (mm)			% (sin tracc / TS)	% (con tracc / TS)
	Tension stiffening	Secc fis sin tracc	Secc fis con tracc		
0.50%	14.613	52.612	35.069	360.0%	240.0%
1%	9.772	31.435	22.092	321.7%	226.1%
2%	7.033	18.54	12.981	263.6%	184.6%

Tabla 11 Comparativa entre TS y sección fisurada con tracción y sin tracción. Fuente: elab. propia

Por otro lado, la Tabla 11, muestra que si se desprecia totalmente la colaboración del hormigón a tracción (azul), se puede llegar a sobrevalorar la flecha más de un 300%, efecto que aumenta con la disminución de cuantía. El caso considerando la parte lineal de la resistencia a tracción sigue la misma tendencia, pero con valores máximos de un 240% en comparación con el comportamiento tension stiffening, por lo que se comprueba que el tener en cuenta esa pequeña rama de aportación del hormigón desde los 0 MPa hasta f_{ctm} , reduce la flecha respecto a no considerarla, para las cuantías de 2,1 y 0.5 % en un 80, 100 y 120% respectivamente.

- **Caso 1.2 P = 4000 kN**

Se analizó también este mismo caso de geometría y cuantías pero para el doble de carga. Al realizar el análisis, la consola de ejecución señalaba un fallo por no alcanzar equilibrio local para el caso de la sección fisurada sin tracción. Y es que, como se ha visto en la figura 145, las tensiones en el acero eran ya muy elevadas, por tanto, al incrementar algo más la carga, se alcanzaban unas deformaciones que no eran compatibles con la sección.

Por tanto, se efectuará la comparación con la sección que tiene en cuenta la rama lineal del comportamiento a tracción (SFCT, en morado). Para esta carga de 4000 kN, para la cuantía de 0.5% hemos plastificado por mucho la armadura inferior, incluso en el nodo 20, cerca del nudo, la fibra neutra ha bajado tanto, que la armadura que supuestamente debería estar a compresión ha pasado a estar en tracción (ver figura 150). Bien es sabido por la literatura consultada en la bibliografía, que el fenómeno del tension stiffening se reduce con la carga y se termina con la plastificación del acero. Este hecho lo podemos comprobar en la figura, pues no hay diferencia entre la SFCT y la TS para la cuantía más baja.

Para la cuantía del 2%, aún el hormigón sigue aportando tensión a tracción en toda la zona de positivos del dintel, y en la zona de apoyos del pórtico, consiguiendo controlar las tensiones por debajo de los 250 MPa en el peor de los casos.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

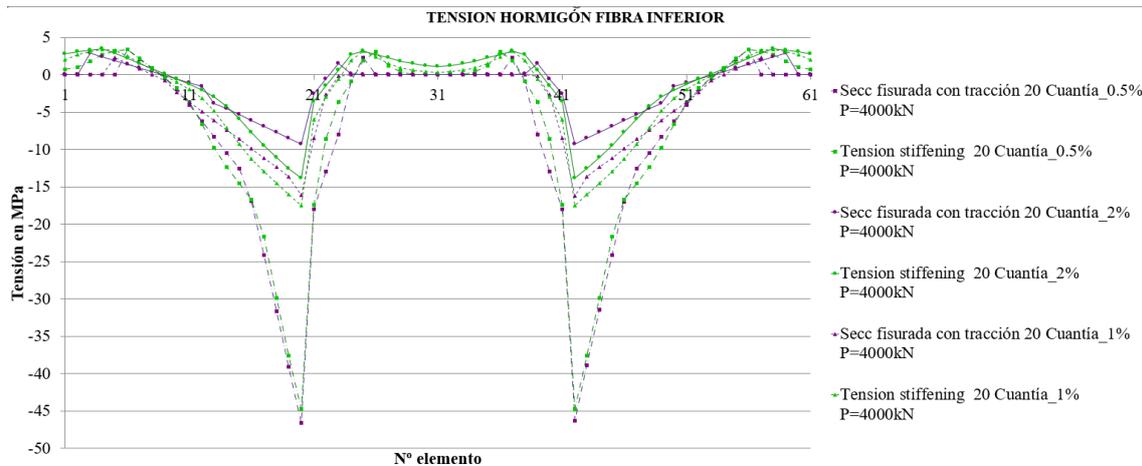


Figura 151 Tensión en la fibra inferior de hormigón para la carga de 4000 kN. Fuente: elab. propia

Para la cuantía de 1%, cercana a plastificación en el caso real, y plastificando en el caso de SFCT, las diferencias son algo más notables: de un 6% y un 27% más de tensión, para la cuantía de 1 y 2% respectivamente, si despreciamos la contribución del hormigón tras la fisuración.

Tabla 12 Comparativa tensiones armadura inferior en centro de luz SFCT vs TS. Fuente: elab. propia

Cuantía	Tensión armadura fibra inferior (MPa)		Variación %
	Tension stiffening	Secc fis con tracc.	SFCT / TS
0.5%	800	800	0.0%
1%	479	508	6.1%
2%	244	309	26.6%

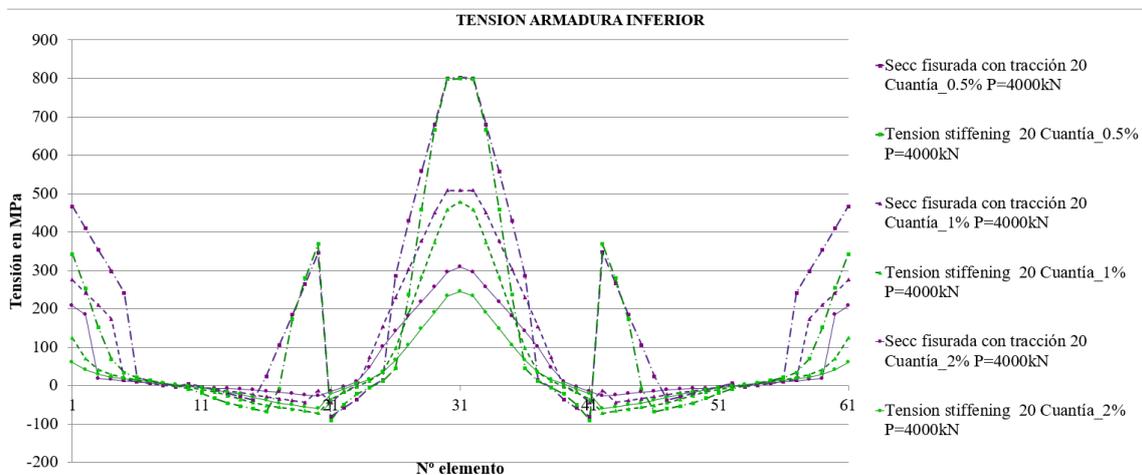
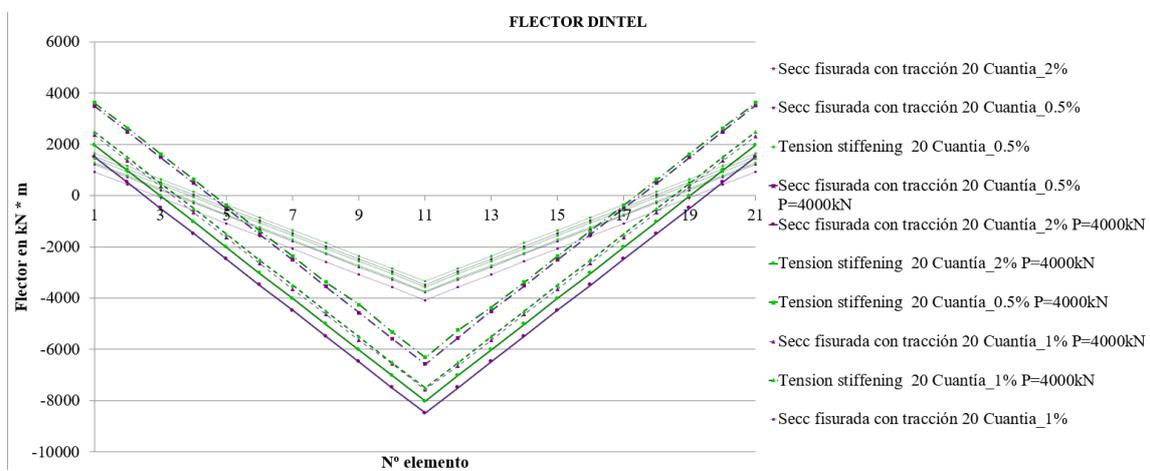


Figura 152 Comparativa de la tensión en la armadura inferior para SFCT y TS. Fuente: elab. Propia



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

En cuanto a momentos flectores, se hace especial hincapié en las longitudes de positivos a negativos, que como se ha comentado en el Caso 1.1 tienen una gran influencia en el diseño de los armados y sus anclajes. A simple vista, se aprecia gran diferencia entre los dos casos de carga de 2000 kN (en clarito) y 4000 kN (más gruesos). La ley tiende a cerrarse como si de una bisagra se tratara, elevando los negativos, pero también los positivos. La diferencia de longitudes es de 0.5 m , un 5% de la longitud total del dintel, para el caso de cuantía más alto, mientras que para los otros dos, la diferencia es poco resaltable, de 0.1 m aproximadamente, lo que supone un 1% de variación.



Si analizamos la relación entre momento positivo y negativo, vemos que el comportamiento se rigidiza en los 3 casos cuando el TS se tiene en cuenta, pues el ratio baja. En cuanto a momentos positivos, el despreciar parte de la resistencia a tracción provoca que se sobredimensione para un momento un 6% mayor pero se esté produciendo una infravaloración del momento en el nudo de hasta un 30 % con la consecuente no disposición de armadura a negativos que puede conllevar un comportamiento inadecuado como por ejemplo, convertir la sección en frágil porque se alcance antes la rotura por hormigón que por la plastificación del acero, mecanismo que proporciona ductilidad y redistribución de tensiones.

Tabla 13 Comparativa de momentos flectores TS vs SFCT para P=4000 kN. Fuente: elab. propia

Cuantía	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %	Ratio posit / neg TS	Ratio pos/neg secc fis sin tr	% ratio TS / Secc fis sin
	Tension stiffening	Secc fis con tracc.	TS/ SFCT	Tension stiffening	TS/ SFCT	TS/ SFCT			
0.5%	6316	6563	-3.8%	3613	3494	3.4%	1.75	1.88	93.1%
1%	7505	7558	-0.7%	2494	2359	5.7%	3.01	3.20	93.9%
2%	8019	8485	-5.5%	1980	1516	30.6%	4.05	5.60	72.4%

- **Caso 1.3 P = 8000 kN**

Se llevó este caso de geometría (pero con cuantía 1.5%) a una carga muy elevada ($P=8000\text{kN}$) para llegar a plastificar la armadura y comprobar algunos fenómenos. Se ha graficado el momento contra la flecha en centro de luz para observar la no linealidad de la respuesta.

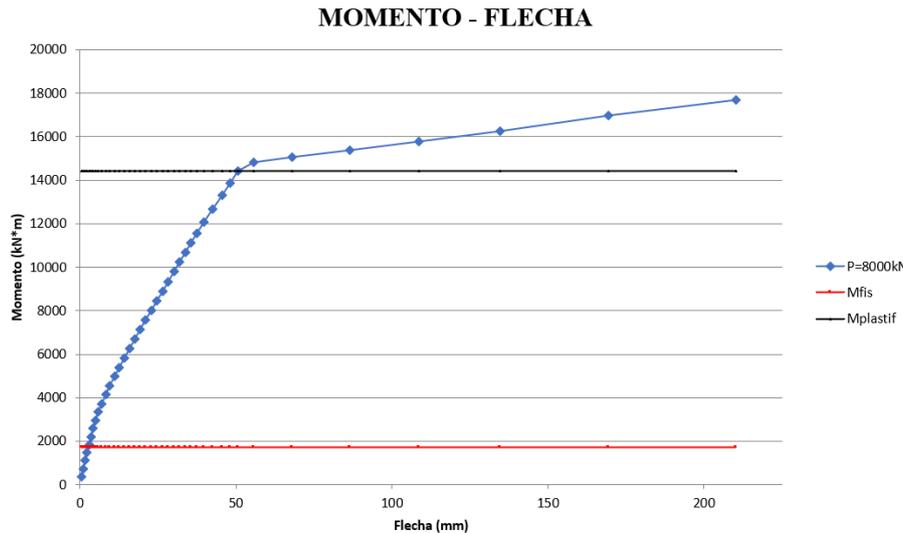


Figura 153 Momento flecha de la sección centro de luz del pórtico de estudio. Fuente: elab. Propia

Encontramos un primer cambio en la pendiente correspondiente al momento de fisuración: $1700 \text{ kN}\cdot\text{m}$ aproximadamente para esta sección. Una vez fisurada la sección hay un cierto tramo curvo que parece estabilizarse en un punto no identificado que podría corresponderse con el punto en el que el hormigón empieza a dañarse considerablemente a tracción, pero si trazamos la línea de tendencia del tramo entre el momento de fisuración y el de plastificación, observamos que una ley lineal no ajusta perfectamente si no que es una exponencial o una polinómica la que mejor lo aproxima, por lo que no se trata de un tramo recto. Una vez se alcanza el momento que plastifica la armadura, la estructura se deforma notablemente pero apenas coge carga. Esta capacidad de adquirir grandes deformaciones una vez ha plastificado el material se conoce como ductilidad y es muy importante para el diseño de estructuras de hormigón armado pues nos da señales de que estamos cerca de colapso con suficiente tiempo para llevar a cabo una actuación, evitando así una rotura frágil. Para ello, hay que prestar atención a la cuantía de armado, pues una disposición excesiva puede llevar a acercarse demasiado al M_{plastif} al $M_{\text{máx}}$, provocando una pérdida de capacidad de almacenamiento de energía y de redistribución de esfuerzos, muy importante en situaciones de sismo o grandes deformaciones. En este caso la ductilidad en términos de momentos siendo $M_{\text{máx}}$ el momento correspondiente a la

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

tensión de rotura asignada a 550 MPa de 16966 kN*m y el $M_{plastif} = 14411$ kN*m, será de:

$$\frac{M_{max}}{M_{plastif}} = \frac{16966}{14411} = 1.177$$

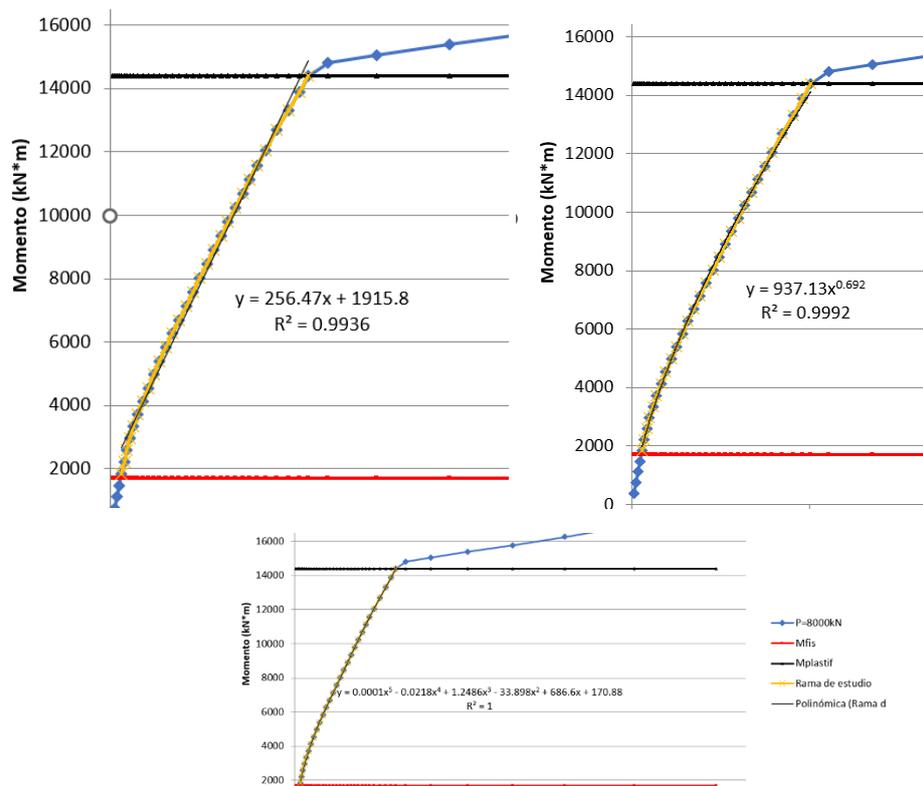


Figura 154 Distintas aproximaciones a la rama no lineal del comportamiento momento vs flecha. Fuente : elab. propia

Una vez que plastifica la armadura, *step* 33-34, las deformaciones se disparan y las tensiones en la fibra superior de hormigón superan su resistencia a compresión.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

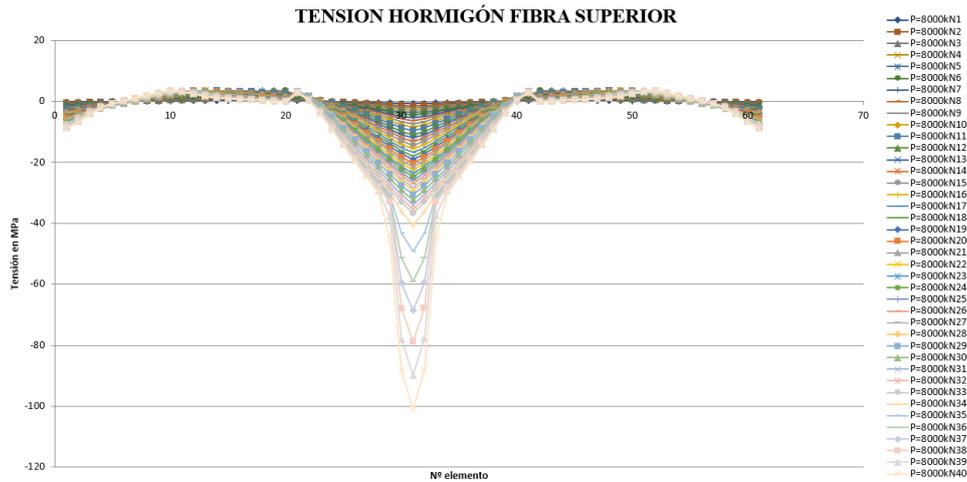


Figura 155 Tensiones en la fibra superior de hormigón, historia de cargas. Fuente: elab. Propia

En la siguiente figura se puede comprobar también como las flechas se disparan una vez alcanzado el momento de plastificación correspondiente al *step* 33-34.

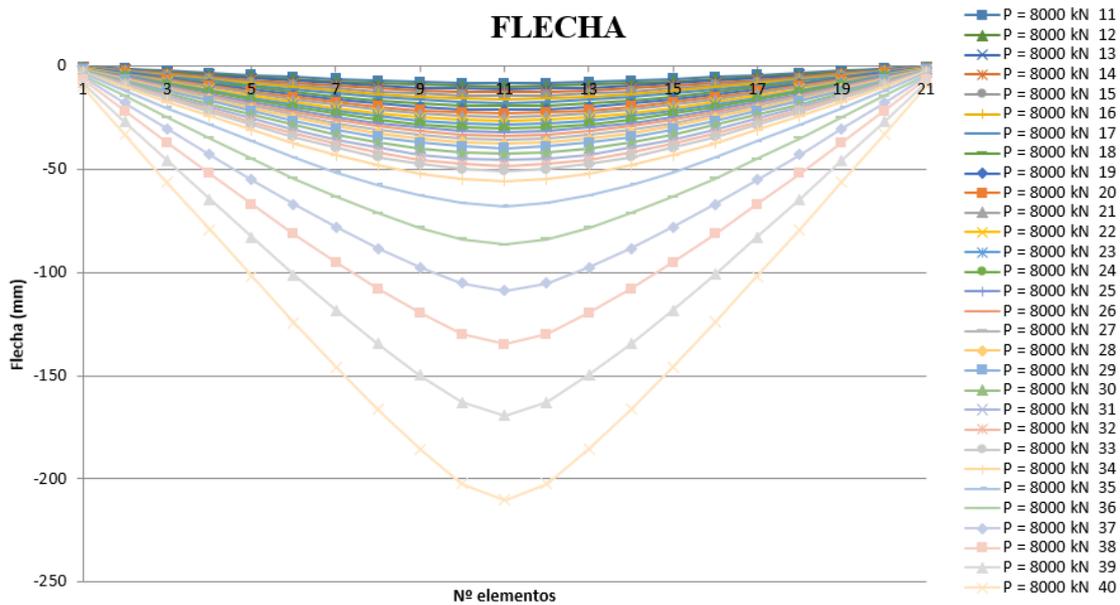


Figura 156 Flecha en el dintel desde $P = 2000$ kN hasta $P = 8000$ kN. Fuente: Elab. propia

6.2 CASO II. COMPARACIÓN DE APOYOS

Se ha querido comprobar también la influencia de las condiciones de apoyo del pórtico para un caso de carga determinado. La geometría del pórtico corresponde con el Caso 1 y la cuantía elegida es del 2%. Se simula una situación donde el pórtico se cimenta sobre un terreno blando, de rellenos antrópicos o poco competente mediante un apoyo articulado, debido a la falta de rigidez del terreno. En oposición, se modela la situación de un terreno ideal de apoyo en roca, mediante un empotramiento en el apoyo.

Se han analizado la situación de desprecio de la colaboración a tracción del hormigón (SFST) y la del TS. Todos los casos bajo la misma carga puntual en centro de luz de $P = 2000$ kN. Las líneas oscuras y con marcadores circulares representan el apoyo articulado, y las líneas claras con marcadores triangulares el empotrado.

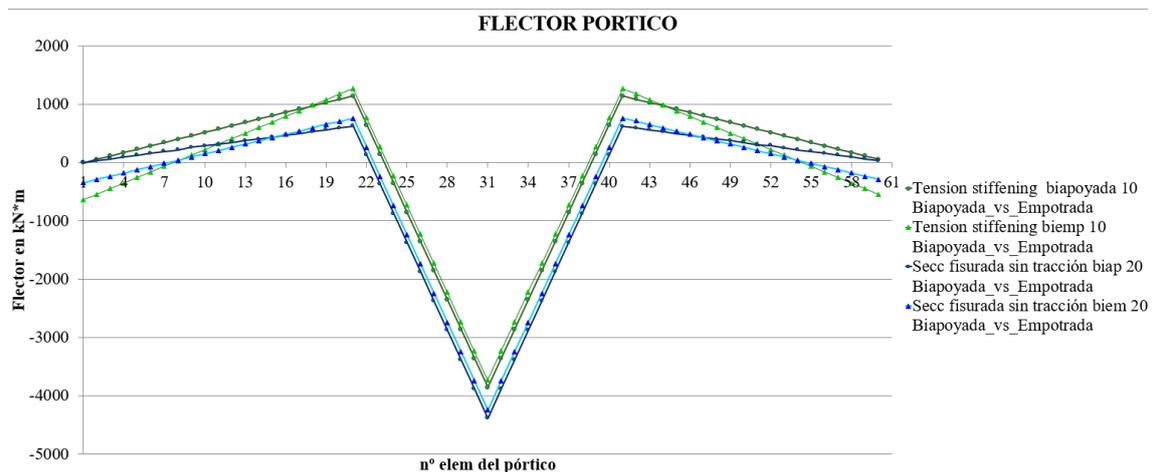


Figura 157 Flector a lo largo del pórtico en dos situaciones: empotrado y articulado para una misma carga de 2000 kN. Fuente: elab. Propia

El considerar una rigidez del terreno alta respecto a despreciarla o rotular la base, es de un 3.3% menos de positivos en centro de luz a cambio de tener un 11% más de negativos en el nudo. Si bien es cierto que, el hiperestatismo aportado por la situación de empotramiento, nos deja del lado de la seguridad ante sollicitaciones grandes como sismos donde se da cabida a una redistribución de esfuerzos. Además, en la base, se llega a 641 kN*m. Esto debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar la armadura porque además en el caso de un terreno muy blando, no hay cambio de signo del momento flector en el soporte.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Tabla 14 Comparativa para el caso de tension stiffening entre apoyo empotrado y articulado. Fuente: elab. propia

Cuantía	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %
	Empotrado	Articulado	Emp/Art	Empotrado	Articulado	Emp/Art
2%	3728	3855	-3.3%	1271	1145	11.0%

Ahora se va a comparar la situación entre despreciar la colaboración del hormigón (SFST, azul) y tenerla en cuenta.

Tabla 15 Comparativa entre sección fisurada y TS para los dos tipos de apoyo y la misma cuantía (2%). Fuente: elab. propia

Apoyo	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %
	TS	SFST	TS/SFST	TS	SFST	TS/SFST
Articulado	3855	4385	-12.1%	1144	624.71	83.1%
Empotrado	3728	4243	-12.1%	1271	758	67.7%

De la Tabla 15 extraemos que, si se realiza el cálculo tradicional considerando la resistencia a tracción del hormigón nula, se está sobreestimando el flector en centro de luz en un 12% independientemente del tipo de apoyo. Respecto a los negativos, se estaría subestimando un 67% en el caso de empotrado y hasta un 83% en el caso de articulado, con el consecuente cambio de armado que conlleva.

6.3 CASO III. DISTINTOS HORMIGONES

Por último, se analiza el comportamiento de dos hormigones que podrían asimilarse a un HA-25 y un HA-40 con resistencias a tracción f_{ctm} de 2.5 y 3.5 MPa respectivamente. Se modela el caso de tener en cuenta la resistencia a tracción en la rama lineal (SFCT) contra el TS.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

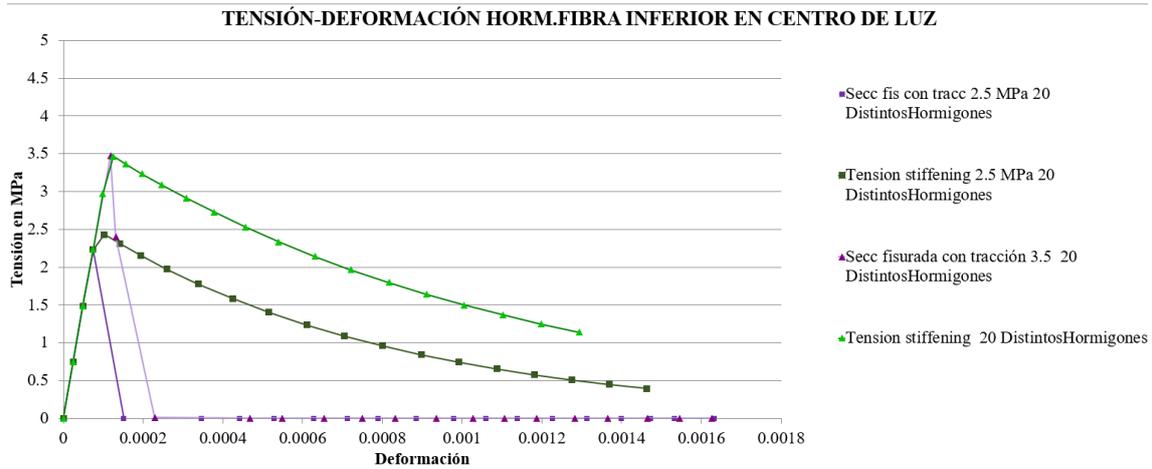


Figura 158 Diagrama tensión deformación del hormigón a tracción para los 2 hormigones y los dos casos de fisuración (SFCT y TS). Fuente: elab. propia

Se muestra en la figura 157, los distintos diagramas de tensión deformación con las dos resistencias bien marcadas de ambos hormigones. El concepto de energía de fractura va a ser más amplio cuanto mayor sea la resistencia del hormigón y por ende la resistencia a tracción. Como este concepto, domina la fisuración, también repercutirá en un mayor efecto del TS cuando aumenta la resistencia del hormigón como se comprueba en la siguiente tabla.

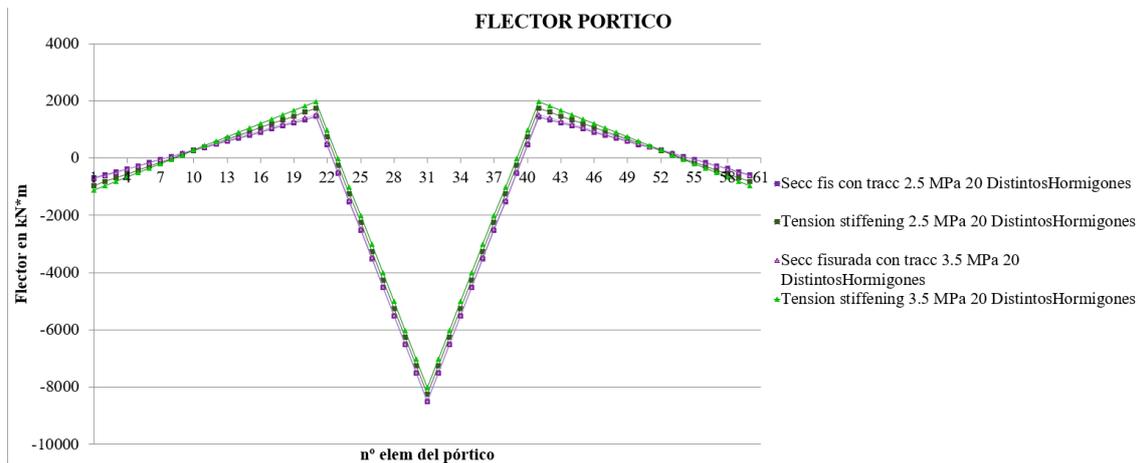


Figura 159 Flectores a lo largo del pórtico para los dos hormigones y dos casos SFCT y TS. Fuente: elab. propia

No se aprecian grandes diferencias en cuanto a momento flector para la misma carga en estos casos. Sí se denota la tendencia del mayor efecto rigidizador del tension stiffening al crecer la resistencia del hormigón: 5.5% menos de positivo frente a un 3% y en el nudo, por tanto, un 30 % más de negativos con el hormigón HA-40 frente a un 19% del HA-25.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Tabla 16 Comparativa entre hormigones y TS vs SFCT. Fuente: elab. propia

Clase hormigón	Momento flector CL (kN*m)		Variación %	Momento flector nudo (kN*m)		Variación %
	TS	SFCT	TS/SFCT	TS	SFCT	TS/SFCT
HA-25	8257	8508	-3.0%	1742	1461	19.2%
HA-40	8019	8484	-5.5%	1980	1515	30.7%
% HA-40 / HA -25	97.1%	99.7%		113.7%	103.7%	

En cuanto a las deformaciones, el tener en cuenta la colaboración entre fisuras, reduce la flecha en un 74 y 83% pero esta vez, el efecto es más notable en el hormigón de clase más baja. Si despreciamos esa colaboración, la reducción de flecha entre distintas calidades del hormigón se incrementa con el tension stiffening como se ve en la tabla y figura siguientes.

Tabla 17 Flechas en centro de luz. Fuente: Elab. propia

Cuantía	Flecha centro de luz (mm)		%
	TS	Secc fis con tracc	
HA-25	26.73	32.52	82.2%
HA-40	22.83	30.95	73.8%
% HA 40 / HA 25	85.4%	95.2%	

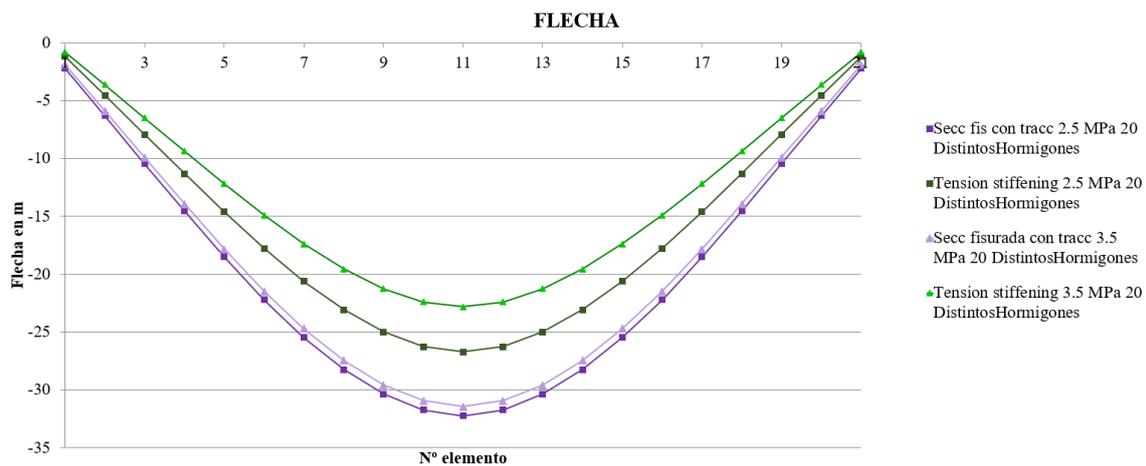


Figura 160 Flecha en el dintel para los distintos hormigones

7 CONCLUSIONES

El programa OOFEM presenta algunas deficiencias, se ha hecho un análisis de robustez, y en determinados cálculos muestra discontinuidades o inestabilidad sobre todo en pasos intermedios como se muestra en la siguiente figura.

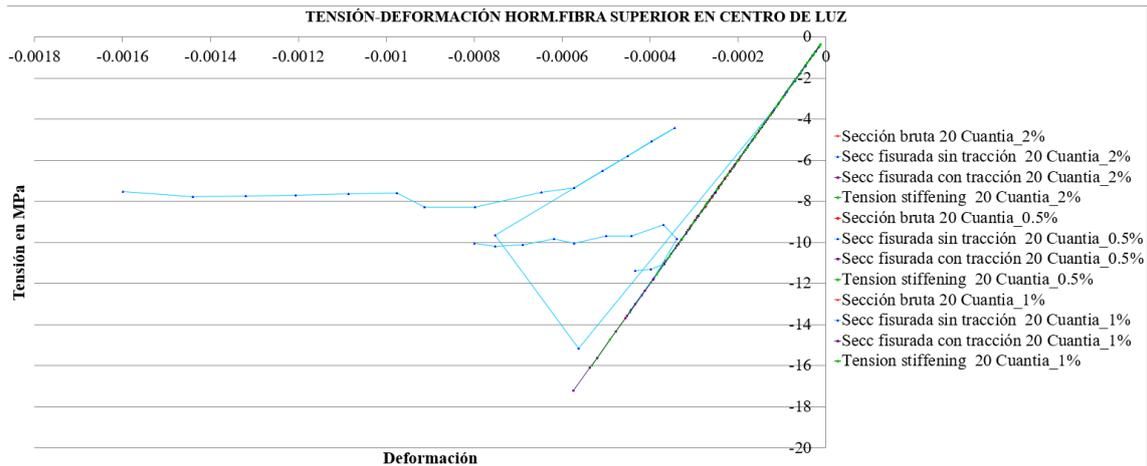


Figura 161 Ejemplo de errores que devuelve OOFEM. Destacar que se producen en la sección que no tiene en cuenta ninguna resistencia a tracción del hormigón (azul). Fuente: elab. propia

Si bien es cierto, que si se conociera profundamente el funcionamiento del software se podría ajustar el modelo mucho más para limar estos errores o incluso depurar el código.

La tecnología de análisis por fibras, utilizada por Kaklauskas, Gribniak o Iglesias C. entre otros, aún está en desarrollo pero se presenta como una innovación de futuro por su adaptabilidad a casos no lineales. En este caso, el modelo de daño casa perfectamente con un análisis por fibras en el que la fisuración va a afectando a cada capa en función de la deformación plástica acumulada en su historial de cargas.

A falta de comparar con la utilización de otros software, el tiempo de análisis resulta muy elevado puesto que primero hay que pasar por un proceso de aprendizaje del programa, más adelante pelear contra los frecuentes errores de tolerancia o discontinuidades y finalmente diseñar una herramienta para el postprocesamiento gráfico de resultados.

La falta de un soporte y una comunidad han convertido la comprensión del software en una labor ardua de investigación con constantes ensayos de prueba-error. La ausencia de interfaz gráfica complica tanto la entrada como salida de datos, si bien es cierto que presenta sus ventajas como la entrada por texto, que es adaptable a otros programas y ofrece la opción de parametrizar y el hecho de ser gratuito y de poco tamaño.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

Pese a todo ello, se ha mostrado como un software muy competitivo. Al ser OOFEM de código libre es probable que necesite depurar más el código, además de la incorporación de un asistente para la salida (y la posibilidad de entrada de input, si se desea) de resultados con una interfaz gráfica que simplificaría mucho su uso.

En la bibliografía que se ha consultado, se ha comprobado como varios autores realizan análisis de este tipo en el software ABAQUS. Podría ser interesante un contraste entre ambos softwares o simplemente, que el más potente, a priori ABAQUS por ser comercial, completara las deficiencias del otro.

El modelo de material elegido *idm1* cuenta con limitaciones como no poder poner restricciones a la ecuación constitutiva del hormigón en compresión.

En la ley de daño elegida $damlaw = 0$, de tipo exponencial, debe prestarse atención al parámetro ef como se redactó en el apartado pues no corresponde exactamente con la deformación de tensión nula.

Respecto al fenómeno de la fisuración no lineal, hay una gran cantidad de artículos de investigación recientes basados en modelos numéricos y campañas de ensayos que aportan distintas visiones y posibilidades de abordar el comportamiento en tracción del hormigón, de cara a modelarlo correctamente y realizar un diseño de estructuras seguro, estricto y eficaz. En algunas de las referencias, se revisa la normativa referente a este fenómeno, y por lo general, pese a tener en cuenta el efecto de rigidización que produce la colaboración del hormigón entre fisuras, no reflejan con precisión el comportamiento real de las secciones.

En cuanto al análisis de casos en OOFEM, se comprueba que el efecto de tension stiffening aumenta con la calidad del hormigón utilizado, producido por un aumento en la resistencia a tracción del mismo.

La comparación entre el cálculo a sección bruta y el cálculo refinado con tension stiffening vierte las siguientes conclusiones:

Los negativos aumentan hasta un 11% al tiempo que el momento positivo se reduce un 5% para la cuantía de 0.5%. Sin embargo, para la cuantía de 2%, la variación es muy reducida, un 1% en positivos y un 2.8% en negativos.

La diferencia de distancia entre puntos de momento nulo, o dicho de otro modo, la longitud a negativos (o positivos) del dintel, no experimenta grandes cambios dentro de cada cuantía. Podría hablarse de unos 20 cm en el caso de la cuantía baja (0.5%) que representa un $0.2/10 = 0.02 = 2\%$ del total de la longitud del dintel. Si comparamos la



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

cuantía alta y baja para el caso de TS, esta diferencia asciende hasta los 50-55 cm, representando un 5% del total de la longitud del dintel.

Si comparamos el cálculo fino con el cálculo típico despreciando la resistencia a tracción:

Se observa como para la cuantía baja apenas hay grandes diferencias, debido a que la baja cantidad de armadura dispuesta no representa un gran cambio en cuanto al comportamiento a tracción. Además, al producirse este decalaje, la longitud de positivos aumenta con la cuantía, con casi 1 metro de diferencia entre tener en cuenta la colaboración del hormigón o no, lo que representa un 10% de la longitud total del dintel.

En cuanto a las flechas, el no contabilizar la resistencia a tracción del hormigón hace que se sobreestime la flecha hasta en un 360% para cuantías de 0.5% y un 263% para cuantías del 2%. Este hecho puede suponer grandes ahorros en el dimensionamiento a estado límite de servicio en cuanto a canto (magnitud más típica a modificar cuando no se cumplen criterios de deformaciones), posibilitando gálibos que de otro modo no serían viables.

En el caso del análisis del tipo de cimentación, las diferencias no son muy reseñables en cuanto a la reducción del positivo en centro de luz, del orden del 12% y que se muestra independiente al tipo de apoyo. Respecto a los negativos, si se producen subestimaciones del 60% si se desprecia la colaboración del hormigón a tracción, con el consecuente peligro en el dimensionamiento.

En el análisis del tipo de hormigón, se verifica por un lado que a mayor resistencia del hormigón, mayor contribución a tracción habrá pero en términos de flechas se encuentra alguna discordancia.

Se verifica por tanto que el tension stiffening es sensible a la cuantía de acero y que es más notable cuando se disponen cuantías bajas, confirmando lo reflejado en la bibliografía, además de incrementarse su efecto a la par que se incrementa la resistencia del hormigón.

Línea futuras

Si se consigue un mayor dominio del software para incorporar diferentes cargas sin perder el control del valor de la carga, se podría modelizar el paso del tren de cargas del Eurocódigo LM-71 [69], dándole un valor más real al análisis.

“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

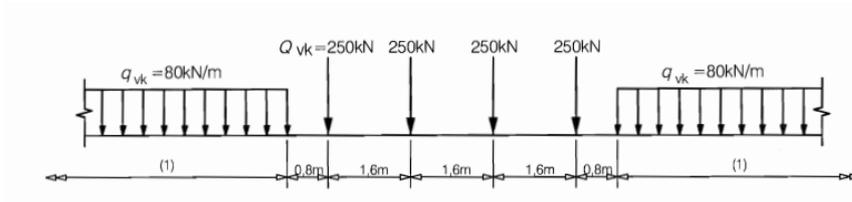


Figura 162 Tren de cargas LM-71. Fuente: Eurocódigo

Con un proyecto de otro carácter a más largo plazo, pues en algún punto hay que acotar este trabajo de fin de máster, se podría discretizar el armado de forma más precisa de tal modo que refleje la realidad de manera más cercana. Además, se podrían comparar los resultados de OOFEM con una modelización de los casos basados en las normativas.

Podría acompañarse de una serie de campañas de ensayos con los parámetros definidos por los del software, para contrastar experimentalmente los modelos de OOFEM.



8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] V. Gribniak, *Shrinkage influence on tension-stiffening of concrete structures*. Vilnius: VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY, 2009. [Online]. Available: <http://leidykla.vgtu.lt>
- [2] V. Yepes, “Breve introducción a los orígenes del hormigón armado,” *Interempresas.net*, Jan. 05, 2017. <https://www.interempresas.net/Construccion/Articulos/167016-Breve-introduccion-a-los-origenes-del-hormigon-armado.html> (accessed Jul. 04, 2022).
- [3] J. Lliteras Barceló, “HORMIGÓN PRETENSADO. PRIMERAS PATENTES,” Universidad Politécnica de Barcelona, Barcelona, 2021.
- [4] B. MD and S. Unnikrishnan, “Mechanical strength and impact resistance of hybrid fiber reinforced concrete with coconut and polypropylene fibers,” *Materials Today: Proceedings*, May 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2022.05.048.
- [5] L. A. C. Borges, R. Monte, D. A. S. Rambo, and A. D. de Figueiredo, “Evaluation of post-cracking behavior of fiber reinforced concrete using indirect tension test,” *Construction and Building Materials*, vol. 204, pp. 510–519, Apr. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.01.158.
- [6] E. Calderón Bello, “Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura,” ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2008.
- [7] Á. García Meseguer, C. Francisco Morán, and J. C. Arroyo Portero, *Jiménez Montoya. Hormigón armado*. 2009.
- [8] F. Leonhardt, “Crack control in concrete structures,” *IABSE Surveys*, 1997, doi: 10.5169/seals-43581.
- [9] Ministerio de Fomento, *Instrucción Española de hormigón estructural. EHE-08*. 2010.
- [10] Ministerio de Fomento, *CÓDIGO ESTRUCTURAL Título 2. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. Capítulo 7. Criterios generales para las estructuras de hormigón*. 2021.
- [11] D. E. Branson and G. A. Metz, “Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams,” Auburn, Jun. 1965.
- [12] P. H. Bischoff, “Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, pp. 752–767, May 2005, doi: 10.1061/ASCE0733-94452005131:5752.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

- [13] American Concrete Institute, *ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. 2002.
- [14] CSA, *CSA A.23.3-04. Canadian Standards Association. Design of concrete structures*. 2004.
- [15] L. Y. Xu, X. Nie, M. Zhou, and M. X. Tao, “Whole-process crack width prediction of reinforced concrete structures considering bonding deterioration,” *Engineering Structures*, vol. 142, pp. 240–254, Jul. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.03.060.
- [16] J. Calavera Ruiz, J. García Dutari, and R. Rodríguez Escribano, *Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado*. 2009.
- [17] J. Álvarez Baleriola, F. Baquedano, J. P. Gutiérrez, and A. Recuero, “Fisuración y cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado,” *Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento*, no. 376–377.
- [18] L. Torres Llinás, “Modelo numérico y verificación experimental del comportamiento en servicio de estructuras de hormigón.,” Barcelona, 2001.
- [19] J. C. Arroyo, “Calcular Flechas integrando Curvaturas. El método definitivo.,” *Estructurando.net*, 2017.
- [20] C.-K. Choi and S.-H. Cheung, “Tension stiffening model for planar reinforced concrete members,” 1996.
- [21] V. Cervenka, A. Rimkus, V. Gribniak, and J. Cervenka, “Simulation of the crack width in reinforced concrete beams based on concrete fracture,” *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, vol. 121, p. 103428, Oct. 2022, doi: 10.1016/j.tafmec.2022.103428.
- [22] fib. fédération internationale du béton., *Code Model 2010 for Concrete Structures*. 2010.
- [23] Oliver J, *Modelado de la fisuración en estructuras de hormigón*, 1st ed. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1993.
- [24] A. Hillerborg, M. Modéer, and P.-E. Petersson, “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements,” Pergamon Press, Inc, 1976.
- [25] J. Mazars, “A description of micro- and macroscale damage of concrete structures,” *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 25, no. 5–6, pp. 729–737, Jan. 1986, doi: 10.1016/0013-7944(86)90036-6.
- [26] Z. P. Bažant and B. H. Oh, “Crack band theory for fracture of concrete,” *Matériaux et Constructions*, vol. 16, no. 3, pp. 155–177, May 1983, doi: 10.1007/BF02486267.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

- [27] B. Massicotte, A. E. Elwi, and J. G. MacGregor, “Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, no. 11, pp. 3039–3058, Nov. 1990, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:11(3039).
- [28] G. Kaklauskas and J. Ghaboussi, “Stress-Strain Relations for Cracked Tensile Concrete from RC Beam Tests,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no. 1, pp. 64–73, Jan. 2001, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:1(64).
- [29] J. G. Rots and R. de Borst, “Analysis of concrete fracture in ‘direct’ tension,” *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, no. 12, pp. 1381–1394, 1989, doi: 10.1016/0020-7683(89)90107-8.
- [30] A. Pérez Caldentey, “Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental.,” ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1996.
- [31] R. S. B. Stramandinoli and H. L. La Rovere, “An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members,” *Engineering Structures*, vol. 30, no. 7, pp. 2069–2080, Jul. 2008, doi: 10.1016/j.engstruct.2007.12.022.
- [32] F. Damjanic and D. Owen, “Practical considerations for modelling of post-cracking concrete behaviour for finite-element analys.,” in *International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, 1984, pp. 693–706.
- [33] S. M. Allam, M. S. Shoukry, G. E. Rashad, and A. S. Hassan, “Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members,” *Alexandria Engineering Journal*, vol. 52, no. 2, pp. 163–173, 2013, doi: 10.1016/j.aej.2012.12.005.
- [34] C. Fu, Y. Zhu, and Y. Wang, “Stiffness assessment of cracked post-tensioned concrete beams with unbonded tendons based on the cracking pattern,” *Engineering Structures*, vol. 214, Jul. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110599.
- [35] M. P. Collins, *Prestressed Concrete Structures*. 1991.
- [36] N. A. Vu, A. Castel, and R. François, “Response of post-tensioned concrete beams with unbonded tendons including serviceability and ultimate state,” *Engineering Structures*, vol. 32, no. 2, pp. 556–569, Feb. 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.11.001.
- [37] J. Dong Lee, “The effect of tension stiffening in moment-curvature responses of prestressed concrete members,” *Engineering Structures*, vol. 257, p. 114043, Apr. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114043.
- [38] R. François, A. Castel, and T. Vidal, “A finite macro-element for corroded reinforced concrete,” *Materials and Structures*, vol. 39, no. 5, pp. 571–584, Aug. 2007, doi: 10.1617/s11527-006-9096-x.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

- [39] K. Avadh, P. Jiradilok, J. E. Bolander, and K. Nagai, “3D mesoscale simulation of the influence of corrosion on loss of tension stiffening in reinforced concrete,” *Construction and Building Materials*, vol. 339, Jul. 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127684.
- [40] G. Kaklauskas, V. Tamulenas, M. F. Bado, and D. Bacinskas, “Shrinkage-free tension stiffening law for various concrete grades,” *Construction and Building Materials*, vol. 189, pp. 736–744, Nov. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.212.
- [41] T. G. Mondal and S. S. Prakash, “Effect of tension stiffening on the behaviour of reinforced concrete circular columns under torsion,” *Engineering Structures*, vol. 92, pp. 186–195, Jun. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.03.018.
- [42] C. Zanuy, P. de la Fuente, and L. Albajar, “Estimation of parameters defining negative tension stiffening,” *Engineering Structures*, vol. 32, no. 10, pp. 3355–3362, Oct. 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2010.07.009.
- [43] Y. Goto, “Cracks formed in Concrete around Deformed Tension Bars,” *American Concrete Institute*, 1971.
- [44] Y. S. Choun and J. M. Seo, “Tensile Behavior and Tension Stiffening of Reinforced Concrete,” Taejon, Korea, 2001.
- [45] A. Hillerborg, “The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete,” *Materials and Structures*, vol. 18, no. 4, pp. 291–296, Jul. 1985, doi: 10.1007/BF02472919.
- [46] L. Ferrara and M. di Prisco, “Mode I Fracture Behavior in Concrete: Nonlocal Damage Modeling,” *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 127, no. 7, pp. 678–692, Jul. 2001, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:7(678).
- [47] CEN, *Eurocode 2. Design of concrete structures. EN-1992*. 2004.
- [48] R. Favre, M. Koprna, and A. Radojicic, *Effets différées, fisuration et deformations des structures en beton*. Laussane, 1980.
- [49] A. Cauvin, “Analisi non lineari di techi piani in cemento armato,” *Giornale del Genio Civile*, 1978.
- [50] E. Cosenza, C. Greco, and M. Pecce, “Non linear Design of Reinforced Concrete Continuous Beams,” *Structural Engineering International*, 1991.
- [51] Fields Kevin and Bischoff Peter, “Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members,” *ACI Structural Journal*, vol. 101, no. 4, Jul. 2004, doi: 10.14359/13330.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

- [52] M. G. Navarro and J.-P. Lebet, “Concrete Cracking in Composite Bridges: Tests, Models and Design Proposals,” *Structural Engineering International*, vol. 11, no. 3, pp. 184–190, Aug. 2001, doi: 10.2749/101686601780346922.
- [53] ACI Committee 224, “Control of Cracking in Concrete Structures, ACI Report 224R-01,” 2001.
- [54] C. Iglesias, “Estudio de Efectos diferidos, en secciones fisuradas, mediante el método multicapa,” *Hormigón y Acero*, vol. 48, no. 206, pp. 27–62, Oct. 1997.
- [55] E. Spacone, F. C. Filippou, and F. F. Taucer, “Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, no. 7, pp. 711–725, Jul. 1996, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9.
- [56] G. Kaklauskas, V. Gribniak, D. Salys, A. Sokolov, and A. Meskenas, “Tension-stiffening model attributed to tensile reinforcement for concrete flexural members,” in *Procedia Engineering*, 2011, vol. 14, pp. 1433–1438. doi: 10.1016/j.proeng.2011.07.180.
- [57] “OOFEM Input Manual Release 1.0,” 2021.
- [58] B. Patzák, “Material Model Library Manual,” 2019.
- [59] L. Torres Llinás, X. Cahís Carola, F. López Almansa, and L. M. Bozzo, “Modelo de comportamiento en servicio para estructuras reticulares de hormigón. Parte II: Diagrama tensión - deformación para elementos fisurados a flexión,” *Hormigón y Acero*, 2003.
- [60] S. Timoshenko, *Strength of Materials*. Stanford University, 1930.
- [61] B. Patzak, “OOFEM.” oofem.org (accessed Oct. 01, 2021).
- [62] R. Gilbert and G. Ranzi, *Time-dependent behaviour of concrete structures*. 2011.
- [63] R. D. Mindlin, “Influence of rotatory inertia and shear in flexural motions of isotropic elastic plates,” *Journal of Applied Mechanics*, 1951.
- [64] L. Bañón, “Prontuario básico de estructuras simples,” *Universidad de Alicante*, 2009.
- [65] G. R. Irwin, “Plastic Zone Near a Crack and Fracture Toughness,” 1961.
- [66] ADIF, *Montaje de vía en balasto para obra nueva*. 2015.
- [67] A. Zangeneh, C. Svedholm, A. Andersson, C. Pacoste, and R. Karoumi, “Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing,” *Engineering Structures*, vol. 159, pp. 299–309, Mar. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.014.



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado
utilizando el software OOFEM ”

- [68] A. Andersson and R. Karoumi, “Dynamics of railway bridges, analysis and verification by field tests,” *MATEC Web of Conferences*, vol. 24, p. 01001, Oct. 2015, doi: 10.1051/mateconf/20152401001.
- [69] “EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges,” 1991.

ANEXO I. CÁLCULO DE PÓRTICO

PÓRTICO	
L dintel	10 m
L pilar izq	10 m
L pilar derecho	10 m

E	3.00E+10	Pa
I	0.001	m ⁴
EI	3.00E+07	N*m ²
CARGA nodo 3	100	N

RIGIDECES			
Empotrado - empotrado			
Rigidez	4EI/L	N*m ²	
Coef transmisión	0.50		
Nudo origen	Nudo destino	L	Rigidez (N*m ²)
1	2	10	12000000
2	4	10	12000000
4	5	10	12000000
Nudos activos		2	4

MOM EMPOTRAMIENTO PERFECTO			
M _{2_4}	PL/8	125 N*m	
M _{4_2}	PL/8	-125 N*m	

CORTANTE ISOSTÁTICO			
Q _{2_4}	P/2	50 N	
Q _{4_2}	P/2	50 N	

MOMENTOS FLECTORES		CORTANTES		
M12	-41.667	N*m	Q12	12.5 N
M21	-83.333	N*m	Q21	12.5 N
M24	83.333	N*m	Q24	50 N
M42	-83.333	N*m	Q42	50 N
M45	83.333	N*m	Q45	-12.5 N
M54	41.667	N*m	Q54	-12.5 N

Sentido positivo

Nodo	Coord X	Coord Z	Giro
1	0	0	0
2	0	10	-6.94444E-06
3	5	10	0
4	10	10	6.94444E-06
5	10	0	0

MÉTODO DE RIGIDEZ			
R*θ = M ext - ΣM emp perf			
R21+R24	R24*γ24	θ2=	-125
R42*γ42	R42+R45	θ4=	125
24000000	60000000	θ2=	-125
60000000	240000000	θ4=	125
4.44444E-08	-1.11111E-08		
-1.11111E-08	4.44444E-08		

Giro en el nodo θ ₂	-6.94444E-06	rad
Giro en el nodo θ ₄	6.94444E-06	rad

Equilibrio Nudo 2		AXILES
ΣF vert = 0		
N12 + Q24 = 0		
N12 = - Q24		
N12	-50 N	
N24 = Q12		
N24	12.5 N	

Compresión

ie 1.00000000e+00

 iain 1
 put:

 1 (1):
 1.00000000e+00

 Output for time 1.00000000e+00



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM”

ANEXO II. EXCEL CALIBRACIÓN

Comprobación prof. Fibra neutra		
Prof fibra neutra	x	0.123195 m
Ancho	b	1 m
Canto entre fibras extremas (lo que entien	h	0.27 m
Canto de una fibra	h'	0.03 m
dist centro armadura a fibra extrema de hormigón (ver un factor de ajuste para rango elástico) antes de	d arm	0.045 m
	ϵ_{ctop}	2.26E-04
	ϵ_{cbat}	1.90E-04
Área arm traccionada	As1	0.006 m ²
Área arm comprimida	As2	0.003 m ²
E acero	Es	2.10E+11 N/m ²
E hormigón	Ec	3.00E+10 N/m ²
Canto total	h tot	0.3 m
Def fisuración	e0	6.667E-05

Momento sección	7.600E+04 N*m
Inercia bruta	0.002378 m ⁴
k	2.568
n	3750
	0.00225
M fis	3.238E+04 N*m
	3.333E+04

1º Cálculo de prof fibra neutra sabiendo la deformación de las fibras extremas

$$\frac{\epsilon_{ctop} + \epsilon_{cbat}}{h} = \frac{\epsilon_{cbat}}{x}$$

2º Cálculo deformaciones de cada fibra por encima de la fibra neutra

$$\frac{\epsilon_{ctop}}{h-x} = \frac{\epsilon_{fibri}}{h-x-(10-i)*h'}$$

3º Cálculo deformaciones de cada fibra por debajo de la fibra neutra

$$\frac{\epsilon_{cbat}}{x} = \frac{\epsilon_{fibri}}{x-(j-1)*h'}$$

GP 1.i	Coordenada:	En rojo posición fibra neutra
10	0.285	
9	0.255	
8	0.225	
7	0.195	
6	0.165	
5	0.135	0.1231953 = z fibra neutra
4	0.105	
3	0.075	
2	0.045	
1	0.015	

Deformaciones	Daño	Tensiones(Pa)	Fuerza(N)	Dist a fibra neutra(m)	Momento a f.n(N*m)	Tensiones con Navier (Pa)	Fuerza Navier (N)	Momento Navier (N*m)
1	2.26E-04	0.83749	1.1010E+06	3.30E+04	0.147	4.85E+03	4692413.99	140772.42
2	1.80E-04	0.00	3.7735E+07	2.26E+05	0.117	2.64E+04	26134531.49	156807.189
3	1.34E-04	0.61150	1.5564E+06	4.67E+04	0.087	4.05E+03	2774535.01	83237.8502
4	8.74E-05	0.29415	1.8504E+06	5.55E+04	0.057	3.15E+03	1815685.52	54470.5655
5	4.12E-05	0.00000	1.2371E+06	3.71E+04	0.027	3.95E+02	856776.03	25703.2808
SUMA					3.95E+04			49990.46
6	-4.92E-06	0.00000	-1.4747E+05	-4.42E+03	-0.003	1.41E+01	-102133.46	-3064.0039
7	-5.11E-05	0.00000	-1.5320E+06	-4.60E+04	-0.033	1.53E+03	-1061042.96	-31831.289
8	-9.72E-05	0.00000	-2.9165E+06	-8.75E+04	-0.063	5.53E+03	#####	-60598.573
9	-1.43E-04	0.00	-3.0107E+07	-9.03E+04	-0.093	8.42E+03	#####	-62556.101
10	-1.90E-04	0.00000	-5.6856E+06	-1.71E+05	-0.123	2.10E+04	#####	-118133.14
SUMA					3.65E+04			25279.37

Momento f.n (N*m)	75995.67	100.00%
OOFEM (N*m)	75996.20	

Momento Navier (N*m)	75269.83	99.04%
OOFEM	75996.20	

Momento base	75993.54
OOFEM	75996.20

Diagrama de deformaciones de la sección



ANEXO III. CÓDIGO EJEMPLO MACRO EXCEL

```

If grafico_deseado = "FLECHA" Then
fila_orden_grafico = 39 + alto_grafico * 5
columna_orden_grafico = 10
col_inicio = 51 + n_elem
'-----Empieza el IF de los steps-----

If all_steps = True Then

    If j = 1 Then
        Dim Grafico_111 As ChartObject
        Dim wks_111 As Worksheet
        Set wks_111 = ActiveWorkbook.ActiveSheet
        Set Grafico_111 = wks_111.ChartObjects.Add(Left:=20, Width:=400, Top:=50, Height:=200)
        Grafico_111.Name = grafico_deseado
        Grafico_111.Chart.ChartType = xlXYScatterLines

    For i = 0 To n_steps - 1

```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```
columna_flector = col_inicio + 62 * i
```

```
rangoY = Sheets(j).Range(Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector), Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector + n_elem + 1))
```

```
rangoX = Sheets(j).Range("AY2", "BS2")
```

```
nombreserie = nombre_hoja & " " & i & " " & nombre_libro
```

```
Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart
```

```
cht.SeriesCollection.NewSeries.Select
```

```
With Selection
```

```
.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerBackgroundColor = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerForegroundColor = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerStyle = j + 1
```

```
.MarkerSize = 8
```

```
.Name = nombreserie
```

```
.XValues = rangoX
```

```
.Values = rangoY
```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

End With

Next i

Else

For i = 0 To n_steps - 1

columna_flector = col_inicio + 62 * i

rangoY = Sheets(j).Range(Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector), Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector + n_elem + 1))

rangoX = Sheets(j).Range("AY2", "BS2")

nombreserie = nombre_hoja & " " & i & " " & nombre_libro

Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart

cht.SeriesCollection.NewSeries.Select

With Selection

If j = 2 Then

.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(0, 204, 255)



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```
.MarkerBackgroundColor = RGB(0, 0, 255)
.MarkerForegroundColor = RGB(0, 0, 255)
.MarkerStyle = j + 1
.MarkerSize = 8
.Name = nombreserie
.XValues = rangoX
.Values = rangoY
End If

If j = 3 Then
    .Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(76, 40, 130)
    .MarkerBackgroundColor = RGB(128, 0, 128)
    .MarkerForegroundColor = RGB(128, 0, 128)
    .MarkerStyle = j + 1
    .MarkerSize = 8
    .Name = nombreserie
    .XValues = rangoX
    .Values = rangoY
End If
```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```

If j = 4 Then
    .Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(0, 128, 0)
    .MarkerBackgroundColor = RGB(0, 200, 0)
    .MarkerForegroundColor = RGB(0, 200, 0)
    .MarkerStyle = j + 1
    .MarkerSize = 8
    .Name = nombreserie
    .XValues = rangoX
    .Values = rangoY
End If
End With
Next i
Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart
    cht.SeriesCollection.NewSeries.Select
        cht.HasTitle = True
With cht.Axes(xlCategory)
    .HasTitle = True
    .MaximumScale = 21

```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

.MinimumScale = 1

.MajorUnit = 2

.AxisTitle.Text = "Nº elemento dintel"

End With

With cht.Axes(xIValue)

.HasTitle = True

.AxisTitle.Text = "Flecha en m"

End With

End If

'-----ELSE DEL IF DE LOS STEPS-----'

Else

step_a_graficar = UserForm2.ComboBox4.Value

Sheets(5).Cells(20, 20).Value = step_a_graficar



```
pos_num = Application.WorksheetFunction.Find(" ", ActiveWorkbook.ActiveSheet.Cells(20, 20))
```

```
n_step_elegido = VBA.Mid(ActiveWorkbook.ActiveSheet.Cells(20, 20), pos_num + 1, 2)
```

```
'-----Copio codigo
```

```
If j = 1 Then
```

```
Set wks_111 = ActiveWorkbook.ActiveSheet
```

```
Set Grafico_111 = wks_111.ChartObjects.Add(Left:=20, Width:=400, Top:=50, Height:=200)
```

```
Grafico_111.Name = grafico_deseado
```

```
Grafico_111.Chart.ChartType = xlXYScatterLines
```

```
'For i = 0 To N_STEPS - 1
```

```
columna_flector = col_inicio + 62 * (n_step_elegido - 1)
```

```
rangoY = Sheets(j).Range(Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector), Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector + n_elem + 1))
```

```
rangoX = Sheets(j).Range("AY2", "BS2")
```

```
nombreserie = nombre_hoja & " " & n_step_elegido & " " & nombre_libro
```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```
Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart
```

```
cht.SeriesCollection.NewSeries.Select
```

```
With Selection
```

```
.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerBackgroundColor = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerForegroundColor = RGB(255, 0, 0)
```

```
.MarkerStyle = j + 1
```

```
.MarkerSize = 8
```

```
.Name = nombreserie
```

```
.XValues = rangoX
```

```
.Values = rangoY
```

```
End With
```

```
Else
```

```
'For i = 0 To N_STEPS - 1
```

```
columna_flector = col_inicio + 62 * (n_step_elegido - 1)
```



```
rangoY = Sheets(j).Range(Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector), Sheets(j).Cells(fila_flecha, columna_flector + n_elem + 1))
```

```
rangoX = Sheets(j).Range("AY2", "BS2")
```

```
nombreserie = nombre_hoja & " " & n_step_elegido & " " & nombre_libro
```

```
Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart
```

```
cht.SeriesCollection.NewSeries.Select
```

```
With Selection
```

```
If j = 2 Then
```

```
.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(0, 204, 255)
```

```
.MarkerBackgroundColor = RGB(0, 0, 255)
```

```
.MarkerForegroundColor = RGB(0, 0, 255)
```

```
.MarkerStyle = j + 1
```

```
.MarkerSize = 8
```

```
.Name = nombreserie
```

```
.XValues = rangoX
```

```
.Values = rangoY
```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

End If

If j = 3 Then

.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(76, 40, 130)

.MarkerBackgroundColor = RGB(128, 0, 128)

.MarkerForegroundColor = RGB(128, 0, 128)

.MarkerStyle = j + 1

.MarkerSize = 8

.Name = nombreserie

.XValues = rangoX

.Values = rangoY

End If

If j = 4 Then

.Format.Line.ForeColor.RGB = RGB(0, 128, 0)

.MarkerBackgroundColor = RGB(0, 200, 0)

.MarkerForegroundColor = RGB(0, 200, 0)

.MarkerStyle = j + 1

.MarkerSize = 8

.Name = nombreserie



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```
.XValues = rangoX
```

```
.Values = rangoY
```

```
End If
```

```
End With
```

```
Set cht = ActiveWorkbook.ActiveSheet.ChartObjects(grafico_deseado).Chart
```

```
cht.SeriesCollection.NewSeries.Select
```

```
cht.HasTitle = True
```

```
'titulografico = Application.InputBox("Nombre del gráfico", "TFM Fisuración", Type:=2)
```

```
'cht.ChartTitle.Text = titulografico
```

```
With cht.Axes(xlCategory)
```

```
.HasTitle = True
```

```
.MaximumScale = 21
```

```
.MinimumScale = 1
```

```
.MajorUnit = 2
```

```
.AxisTitle.Text = "Nº elemento "
```

```
End With
```

```
With cht.Axes(xlValue)
```



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

```
.HasTitle = True
```

```
.AxisTitle.Text = "Flecha en m"
```

```
End With
```

```
End If
```

```
'-----Acaba código copiado
```

```
End If
```

```
End If
```



ANEXO IV. CÓDIGO DE OOFEM

(EJEMPLO DE 1 PÓRTICO CON TENSION STIFFENING – EJEMPLO CASO 1.1)

1%dintelTS.out

Analysis of concrete cracking contribution in a frame structure

StaticStructural nsteps 20 solverType "calm" stepLength 200000 minstepLength 200000 rtolf 0.01 rtold 0.001 maxiter 40 Psi 1

Domain 2dBeam

OutputManager tstep_all dofman_all element_all

ndofman 61 nelem 60 ncrosssect 2 nmat 2 nbc 2 nic 0 nltf 1 nset 64

Node 1 coords 3 0 0 0

Node 2 coords 3 0 0 0.3

Node 3 coords 3 0 0 0.6

Node 4 coords 3 0 0 0.9

Node 5 coords 3 0 0 1.2

Node 6 coords 3 0 0 1.5

Node 7 coords 3 0 0 1.8

Node 8 coords 3 0 0 2.1

Node 9 coords 3 0 0 2.4

Node 10 coords 3 0 0 2.7

Node 11 coords 3 0 0 3.0

Node 12 coords 3 0 0 3.3



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Node 13 coords 3 0 0 3.6

Node 14 coords 3 0 0 3.9

Node 15 coords 3 0 0 4.2

Node 16 coords 3 0 0 4.5

Node 17 coords 3 0 0 4.8

Node 18 coords 3 0 0 5.1

Node 19 coords 3 0 0 5.4

Node 20 coords 3 0 0 5.7

Node 21 coords 3 0 0 6

Node 22 coords 3 0.5 0 6

Node 23 coords 3 1 0 6

Node 24 coords 3 1.5 0 6

Node 25 coords 3 2 0 6

Node 26 coords 3 2.5 0 6

Node 27 coords 3 3 0 6

Node 28 coords 3 3.5 0 6

Node 29 coords 3 4.0 0 6

Node 30 coords 3 4.5 0 6

Node 31 coords 3 5.0 0 6

Node 32 coords 3 5.5 0 6

Node 33 coords 3 6 0 6



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Node 34 coords 3 6.5 0 6

Node 35 coords 3 7 0 6

Node 36 coords 3 7.5 0 6

Node 37 coords 3 8 0 6

Node 38 coords 3 8.5 0 6

Node 39 coords 3 9 0 6

Node 40 coords 3 9.5 0 6

Node 41 coords 3 10 0 6

Node 42 coords 3 10 0 5.7

Node 43 coords 3 10 0 5.4

Node 44 coords 3 10 0 5.1

Node 45 coords 3 10 0 4.8

Node 46 coords 3 10 0 4.5

Node 47 coords 3 10 0 4.2

Node 48 coords 3 10 0 3.9

Node 49 coords 3 10 0 3.6

Node 50 coords 3 10 0 3.3

Node 51 coords 3 10 0 3

Node 52 coords 3 10 0 2.7

Node 53 coords 3 10 0 2.4

Node 54 coords 3 10 0 2.1



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Node 55 coords 3 10 0 1.8

Node 56 coords 3 10 0 1.5

Node 57 coords 3 10 0 1.2

Node 58 coords 3 10 0 0.9

Node 59 coords 3 10 0 0.6

Node 60 coords 3 10 0 0.3

Node 61 coords 3 10 0 0

Beam2D 1 nodes 2 1 2 nip 2

Beam2D 2 nodes 2 2 3 nip 2

Beam2D 3 nodes 2 3 4 nip 2

Beam2D 4 nodes 2 4 5 nip 2

Beam2D 5 nodes 2 5 6 nip 2

Beam2D 6 nodes 2 6 7 nip 2

Beam2D 7 nodes 2 7 8 nip 2

Beam2D 8 nodes 2 8 9 nip 2

Beam2D 9 nodes 2 9 10 nip 2

Beam2D 10 nodes 2 10 11 nip 2

Beam2D 11 nodes 2 11 12 nip 2

Beam2D 12 nodes 2 12 13 nip 2

Beam2D 13 nodes 2 13 14 nip 2

Beam2D 14 nodes 2 14 15 nip 2



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Beam2D 15 nodes 2 15 16 nip 2

Beam2D 16 nodes 2 16 17 nip 2

Beam2D 17 nodes 2 17 18 nip 2

Beam2D 18 nodes 2 18 19 nip 2

Beam2D 19 nodes 2 19 20 nip 2

Beam2D 20 nodes 2 20 21 nip 2

Beam2D 21 nodes 2 21 22 nip 2

Beam2D 22 nodes 2 22 23 nip 2

Beam2D 23 nodes 2 23 24 nip 2

Beam2D 24 nodes 2 24 25 nip 2

Beam2D 25 nodes 2 25 26 nip 2

Beam2D 26 nodes 2 26 27 nip 2

Beam2D 27 nodes 2 27 28 nip 2

Beam2D 28 nodes 2 28 29 nip 2

Beam2D 29 nodes 2 29 30 nip 2

Beam2D 30 nodes 2 30 31 nip 2

Beam2D 31 nodes 2 31 32 nip 2

Beam2D 32 nodes 2 32 33 nip 2

Beam2D 33 nodes 2 33 34 nip 2

Beam2D 34 nodes 2 34 35 nip 2

Beam2D 35 nodes 2 35 36 nip 2



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Beam2D 36 nodes 2 36 37 nip 2

Beam2D 37 nodes 2 37 38 nip 2

Beam2D 38 nodes 2 38 39 nip 2

Beam2D 39 nodes 2 39 40 nip 2

Beam2D 40 nodes 2 40 41 nip 2

Beam2D 41 nodes 2 41 42 nip 2

Beam2D 42 nodes 2 42 43 nip 2

Beam2D 43 nodes 2 43 44 nip 2

Beam2D 44 nodes 2 44 45 nip 2

Beam2D 45 nodes 2 45 46 nip 2

Beam2D 46 nodes 2 46 47 nip 2

Beam2D 47 nodes 2 47 48 nip 2

Beam2D 48 nodes 2 48 49 nip 2

Beam2D 49 nodes 2 49 50 nip 2

Beam2D 50 nodes 2 50 51 nip 2

Beam2D 51 nodes 2 51 52 nip 2

Beam2D 52 nodes 2 52 53 nip 2

Beam2D 53 nodes 2 53 54 nip 2

Beam2D 54 nodes 2 54 55 nip 2

Beam2D 55 nodes 2 55 56 nip 2

Beam2D 56 nodes 2 56 57 nip 2



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Set 8 nodes 1 5

Set 9 nodes 1 6

Set 10 nodes 1 7

Set 11 nodes 1 8

Set 12 nodes 1 9

Set 13 nodes 1 10

Set 14 nodes 1 11

Set 15 nodes 1 12

Set 16 nodes 1 13

Set 17 nodes 1 14

Set 18 nodes 1 15

Set 19 nodes 1 16

Set 20 nodes 1 17

Set 21 nodes 1 18

Set 22 nodes 1 19

Set 23 nodes 1 20

Set 24 nodes 1 21

Set 25 nodes 1 22

Set 26 nodes 1 23

Set 27 nodes 1 24

Set 28 nodes 1 25



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Set 29 nodes 1 26

Set 30 nodes 1 27

Set 31 nodes 1 28

Set 32 nodes 1 29

Set 33 nodes 1 30

Set 34 nodes 1 31

Set 35 nodes 1 32

Set 36 nodes 1 33

Set 37 nodes 1 34

Set 38 nodes 1 35

Set 39 nodes 1 36

Set 40 nodes 1 37

Set 41 nodes 1 38

Set 42 nodes 1 39

Set 43 nodes 1 40

Set 44 nodes 1 41

Set 45 nodes 1 42

Set 46 nodes 1 43

Set 47 nodes 1 44

Set 48 nodes 1 45

Set 49 nodes 1 46



“Análisis de la fisuración no lineal en puentes pórtico de hormigón armado utilizando el software OOFEM ”

Set 50 nodes 1 47

Set 51 nodes 1 48

Set 52 nodes 1 49

Set 53 nodes 1 50

Set 54 nodes 1 51

Set 55 nodes 1 52

Set 56 nodes 1 53

Set 57 nodes 1 54

Set 58 nodes 1 55

Set 59 nodes 1 56

Set 60 nodes 1 57

Set 61 nodes 1 58

Set 62 nodes 1 59

Set 63 nodes 1 60

Set 64 nodes 1 61