



**Universidad
Zaragoza**

Trabajo Fin de Grado

Estudio numérico del modelo de bielas y tirantes
para vigas de gran canto de la Instrucción EHE08

Autor

Pablo Terreros Martínez

Director/es

Sergio Gabarre Raso

Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Grado Ingeniería Mecánica

Escuela de Ingeniería y Arquitectura Universidad de Zaragoza

2015



DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./D^a. Pablo Terreros Martínez

con nº de DNI 72796670-Z en aplicación de lo dispuesto en el art.

14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo

de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la

Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster)

Grado Ingeniería Mecánica, (Título del Trabajo)

Estudio numérico del modelo de bielas y tirantes para vigas de gran canto de la
Instrucción EHE08

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, a 20 de noviembre de 2015

Fdo: Pablo Terreros Martínez

Agradecimientos

En primer lugar quisiera agradecer al Dr. Luis Gracia Villa, Catedrático del Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, la oportunidad de realizar este proyecto sobre análisis de elementos finitos, poniendo a mi disposición todos los medios necesarios para ello, presentándome a D. Sergio Gabarre Raso, Doctor Ingeniero Industrial, mi director del proyecto, así como resolver todas las dudas planteadas que me han surgido a lo largo del proyecto.

Como no, agradecer a Sergio todo su tiempo dedicado, y su enorme disposición para explicarme la utilización de los diferentes programas y resolver cualquier duda que tuviera. También me gustaría destacar su gran ayuda a la hora de aprender cómo utilizar los diferentes programas empleados, es algo que siempre le agradeceré. Ya que me ha llegado a enseñar en profundidad como trabajar con ellos, y tengo la sensación de que he podido adquirir en gran medida conocimiento acerca de programas de elementos finitos, que espero que en un futuro próximo me sean de gran utilidad.

Por último, dar las gracias a toda mi familia y amigos, así como a las personas que se han preocupado por mí durante todo este tiempo, ya que me han servido de gran ayuda para poder afrontar con mayor facilidad todas las dificultades, dándome ánimos para continuar a pesar de las adversidades encontradas.

Gracias a todos ellos, porque aparte de todos sus ánimos y de toda su voluntad y mi predisposición para aprender los conocimientos técnicos requeridos, también quiero destacar que ha cambiado mi forma de enfrentarme a los problemas que nos podemos encontrar a lo largo de nuestra vida, formándome profesionalmente, pero sobre todo como persona.

Resumen del trabajo

Estudio numérico del modelo de bielas y tirantes para vigas de gran canto de la Instrucción EHE08

El presente proyecto consiste en simular mediante elementos finitos el método de bielas y tirantes para vigas de gran canto, como se contempla en la Instrucción Española de Hormigón Estructural, EHE-08. Para ello se elaborarán hojas de cálculo en las que se puede observar los resultados de la capacidad resistente a compresión del hormigón en los ensayos mediante elementos finitos, y así poder compararlos con las fórmulas simplificadas que nos proporciona la EHE-08.

Para dicho proyecto se ha decidido comprobar el método de bielas y tirantes en vigas de gran canto, ya que son piezas singulares en las que la EHE-08 proporciona unas fórmulas simplificadas para el presente caso.

A lo largo del proyecto se pueden encontrar los siguientes apartados:

- 1- Descripción del método de bielas y tirantes, se explicarán los conceptos básicos para conocer su funcionamiento y la forma en que se ha de trabajar con este método según la EHE- 08, así como la explicación de cómo calcular la capacidad resistente del hormigón.
- 2- Explicación de los casos particulares que nos proporciona la EHE-08, como son las regiones D (regiones de discontinuidad), y un caso particular de éstas, las vigas de gran canto.
- 3- Detallar las características del modelo utilizado para dichos ensayos, así como las descripciones pertinentes sobre los parámetros modificados para su cálculo. Además de las propiedades de los materiales de los que están compuestos los modelos utilizados.
- 4- Por último se contrastarán los datos obtenidos del cálculo mediante elementos finitos, Abaqus, con los resultados de las fórmulas que se encuentran en la EHE-08, comprobando el rango de validez y obteniendo unas conclusiones de las variaciones de los parámetros.

El principal objetivo del presente proyecto es realizar un análisis paramétrico variando los diferentes factores que condicionan la resistencia de las vigas, comparando los resultados de las simulaciones con las fórmulas simplificadas que proporciona la EHE-08. Los parámetros a modificar son:

- Función tension-stiffening.
- Resistencia del hormigón.
- Relación luz/canto.
- Tamaño de los refuerzos en la armadura principal y los estribos.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1	Introducción y objetivos.....	1
---	-------------------------------	---

CAPÍTULO II: MODELADO DE BIELAS Y TIRANTES

1	Bases del método	2
2	Regiones B y D.....	2
3	Elementos del método	4
4	Capacidad resistente de los elementos	6
5	Metodología.....	7

CAPÍTULO III: VIGAS DE GRAN CANTO

1	Generalidades	8
2	Vigas de gran canto simplemente apoyadas.....	8

CAPÍTULO IV: MODELO EMPLEADO

1	Descripción del modelo.....	9
2	Mallado de la viga	11
3	Refuerzos.....	12
4	Descripción tension-stiffening	12

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

1	Metodología de cálculo.....	14
2	Modificaciones a realizar en el archivo exportado	14
3	Validación del modelo.....	15
4	Análisis del mallado.....	16
5	Análisis función tension-stiffening	17
6	Análisis resistencia hormigón.....	19
7	Análisis relación luz-canto.....	21
8	Análisis diámetro armadura principal	23
9	Análisis diámetro estribos.....	25

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

1	Conclusiones.....	27
---	-------------------	----

BIBLIOGRAFÍA	28
---------------------------	-----------

ANEXO.....	29
-------------------	-----------

REFERENCIAS.....	80
-------------------------	-----------

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1 Introducción y objetivos

El modelo de bielas y tirantes constituye un procedimiento adecuado para el diseño de piezas de hormigón estructural, tanto para regiones B como para regiones D. Se analizarán las regiones D (regiones de discontinuidad), por ser las más particulares dada la no linealidad en la distribución de deformaciones. Se aplicará dicho método a las vigas de gran canto, que es un tipo particular de regiones de discontinuidad. Este método incluye tanto un análisis estructural como dimensional, aunque solo se abordará el primero de ellos.

Dicho modelo consiste en simplificar una pieza de hormigón mediante una estructura de barras articuladas que simulan el comportamiento del hormigón en dicha pieza. Los elementos empleados para este método son las bielas, las barras que trabajan a compresión; los tirantes, aquellas que trabajan a tracción; y por último los nudos o nodos, que representan la unión entre las diferentes barras del modelo, es decir, la intersección entre las fuerzas de tracción y compresión. En la *Figura I.1* se puede observar una viga simplificada con dicho modelo.

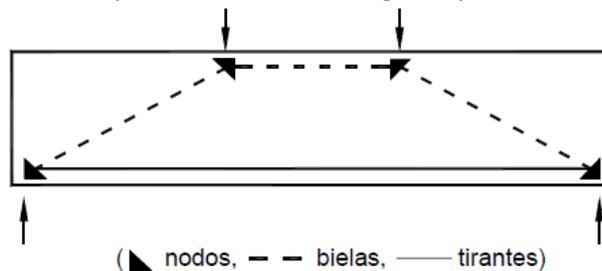


Figura I.1. Modelo simplificado del método de bielas y tirantes [1]

Aunque se trata de un método no preciso, los resultados se aproximan en gran medida al comportamiento real, y así, poder diseñar piezas de hormigón con una respuesta válida bajo a las solicitaciones que se les quiere someter. Para una mayor aproximación se utilizará un análisis no lineal y se simulará tanto la fisuración del hormigón como su endurecimiento por compresión para la obtención de unos resultados más aproximados. Ver *Figura I.2*.

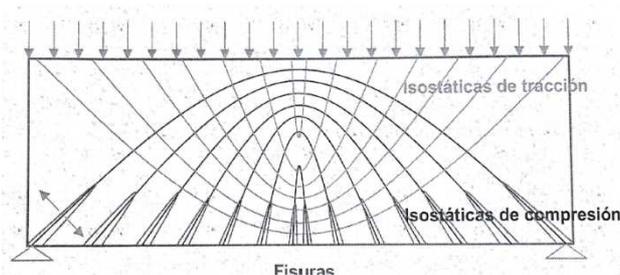


Figura I.2. Fisuración de una viga de hormigón sometida a flexión [2]

Por lo que el objetivo de dicho proyecto se basa en determinar el rango de validez entre las fórmulas simplificadas que proporciona la EHE-08 y los resultados obtenidos del método de bielas y tirantes mediante elementos finitos, que simularán el comportamiento de una viga de gran canto de hormigón armado. Para ello se utilizarán vigas de gran canto con diferente mallado, simulación de la fisuración (tension-stiffening), relación luz/canto y resistencia del hormigón, y así se explicarán las diferencias entre los resultados obtenidos para cada caso, así como, un análisis comparativo entre dichos resultados y los obtenidos mediante las fórmulas simplificadas de la Instrucción EHE-08.

CAPÍTULO II: MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

1 Bases del método

La base del método de bielas y tirantes reside fundamentalmente en la teoría de la plasticidad. En general, esta teoría supone que el material tiene un comportamiento rígido-plástico, es decir, no se deforma hasta que llega a la tensión de fluencia, a partir de la cual se deforma sin incrementar la tensión.

También guarda relación con dos principios:

Principio de Saint Venant (1797-1886):

A cierta distancia de la sección donde actúa un sistema de fuerzas, la distribución de tensiones es prácticamente independiente de la distribución del sistema de fuerzas, siempre que su resultante y el momento resultante sean iguales.

Principio de Santiago Bernoulli (1654-1705):

Se refiere a que las secciones transversales de una barra que se deforma por flexión permanecen planas y normales a las fibras deformadas. Las secciones planas sometidas a flexión, se mantienen planas durante la deformación.

2 Regiones B y D

En estructuras de hormigón armado es posible diferenciar dos tipos de regiones dependiendo de la distribución de los esfuerzos en cada una de ellas y de su geometría, es decir, se pueden encontrar regiones en las que se puede aplicar el principio de Bernoulli-Navier o el de Kirchhoff y otras en las que no. Esto puede ocurrir debido a cambios bruscos de geometría o a la forma de aplicación de la carga y al tipo de reacciones que se produzcan.

A la hora de diferenciar entre regiones B y D, hay que tener en cuenta que todas las regiones o piezas en las que es posible aplicar el principio de Bernoulli, en lo relativo a las secciones planas de la teoría de flexión, se denominan regiones B. Todas aquellas regiones o piezas en las que no sea válida la teoría general de flexión serán identificadas como regiones D (regiones de discontinuidad). Estas regiones de discontinuidad se pueden encontrar en zonas específicas de una pieza, con cambios bruscos de sección o con cargas puntuales, o puede estar constituida por una estructura en su conjunto debido a su forma o proporciones (discontinuidad generalizada). Ver *Figura II.1*.

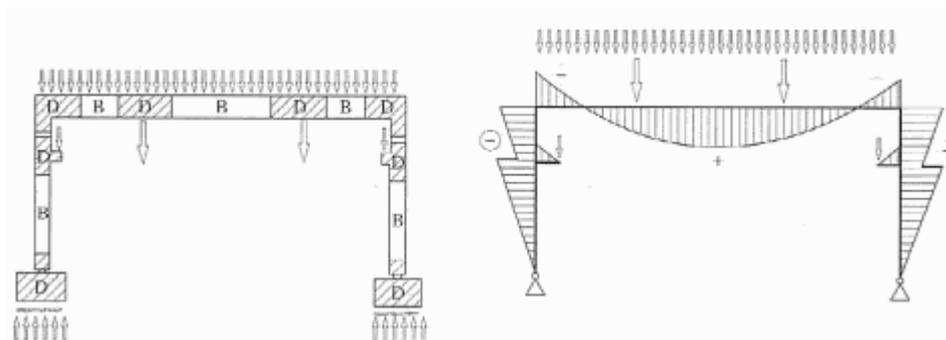


Figura II.1. Definición de regiones B y D [3]

CAPÍTULO II: MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

A continuación se presentan diferentes ejemplos de regiones D, y dentro de cada uno de ellos diferentes tipos que producen la discontinuidad.

- Discontinuidad estática: Es aquella zona en la que se encuentra una carga concentrada o puntual, incluyendo tanto cargas externas como reacciones. También se pueden incluir dentro de este grupo los anclajes de pretensado. Debido a estas cargas se produce una distribución de tensiones complejas, alejándose de las hipótesis de Bernoulli. Ver *Figura II.2*.

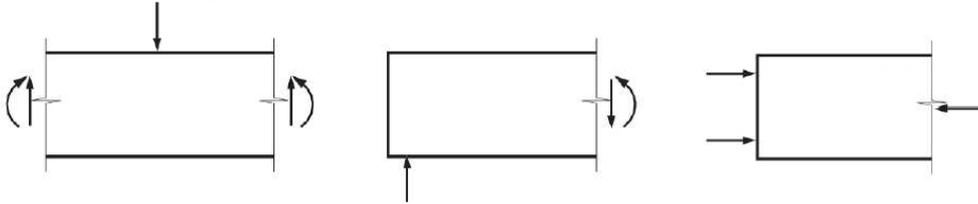


Figura II.2. Ejemplos discontinuidad estática [4]

- Discontinuidad geométrica: Se encuentra en aquellas zonas estructurales en las que se produce un cambio brusco en la sección de la pieza. En la *Figura II.3* se pueden apreciar diferentes cambios de sección que no cumplen con las hipótesis de Bernoulli:

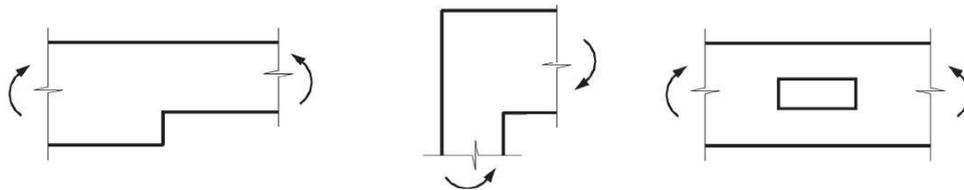


Figura II.3. Ejemplos discontinuidad geométrica [4]

- Discontinuidades generalizadas: A diferencia de las anteriores, éstas no son regiones particulares de una pieza, sino que es toda la pieza en sí la que presenta discontinuidades debido a diversos factores. Entre las cuales se pueden destacar los siguientes ejemplos: Ménsula corta (*Figura II.4*), Viga de gran canto (*Figura II.5*), Viga con cambio de canto (*Figura II.6*) y Zapata rígida (*Figura II.7*)

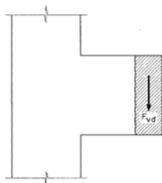


Figura II.4. Ejemplo ménsula corta [5]

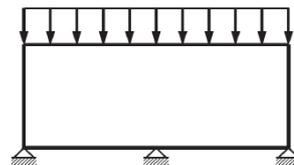


Figura II.5. Ejemplo viga de gran canto [4]

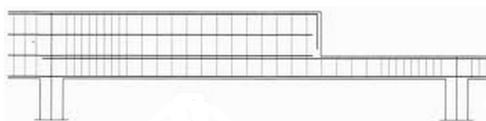


Figura II.6. Ejemplo viga con cambio de canto [6]

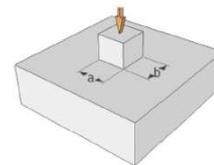


Figura II.7. Ejemplo zapata rígida [7]

CAPÍTULO II: MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

A la hora de analizar estructuralmente las regiones D, se puede llevar a cabo mediante tres métodos para su análisis:

1. Análisis lineal mediante teoría de plasticidad.
2. Análisis no lineal.
3. Método de bielas y tirantes, que es el método descrito anteriormente y en el cuál se basarán los cálculos realizados para la ejecución del proyecto.

3 Elementos del método

Como ya se ha descrito anteriormente, el método consiste en simplificar una estructura real mediante una estructura formada por celosías articuladas en sus extremos.

A continuación, se explicarán los diferentes tipos de elementos, así como los distintos casos que se pueden encontrar dentro de cada uno de ellos.

3.1 Bielas

Las bielas son los elementos comprimidos en el modelo estudiado, y representan las resultantes de un campo de compresión. Debido a las características resistentes de los materiales, suelen estar compuestas en su totalidad por hormigón, ya que presenta una elevada capacidad resistente a compresión, pero también se pueden encontrar casos en los que esté formada por hormigón armado, lo que aumenta aún más la resistencia a compresión del conjunto hormigón-armadura. Debido a la forma que presente la biela se pueden diferenciar tres tipos:

- Biela prismática: Cuando el campo de compresiones es de ancho uniforme, ver *Figura II.8*. Se encuentra en los casos en los que existe una limitación física o mecánica a la disposición de compresiones.

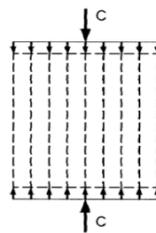


Figura II.8. Forma biela prismática [8]

- Biela con forma de abanico: Cuando el campo de compresiones es de anchura variable, ver *Figura II.9*. Se producen cuando hay posibilidad de dispersión de los campos de compresiones.

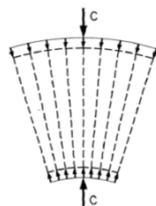


Figura II.9. Modelo biela con forma de abanico [8]

CAPÍTULO II: MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

- Biela con forma de botella: Se pueden encontrar bielas con dicha forma, cuando se puede ensanchar lateralmente a la mitad de su longitud, ver *Figura II.10*. Se produce cuando las compresiones se puedan dispersar bidimensionalmente.

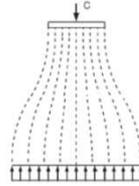


Figura II.10. Modelo biela con forma de botella [4]

En la *Figura II.11* se puede observar la formación de las bielas de los dos primeros tipos explicados anteriormente (bielas prismáticas y bielas con forma de abanico) en una viga biapoyada.

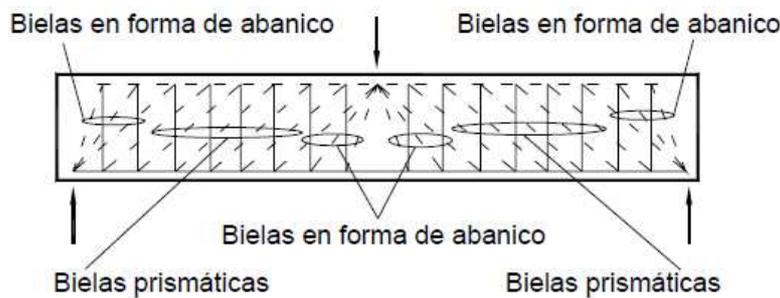


Figura II.11. Diferentes tipos de bielas en un caso [9]

3.2 Nudos

Los nudos son las zonas donde los campos de compresión de las bielas o los de tracción de los tirantes se intersecan. Los nudos deben estar concebidos, dimensionados y armados de tal forma que los esfuerzos actuantes estén equilibrados y los tirantes convenientemente anclados. Debido a esto se pueden encontrar dos tipos especiales de nudos:

- Nudos multicomprimidos: Son aquellos que solo conectan bielas. Ver *Figura II.12*.
- Nudos con tirantes anclados: Son aquellos que solo conectan tirantes.

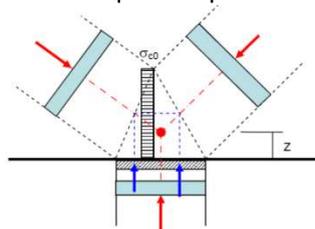


Figura II.12. Detalle de nudo multicomprimido [8]

3.3 Tirantes

Los tirantes son los elementos del modelo que están sometidos a tracción. Debido a la baja resistencia a tracción del hormigón, generalmente estos elementos son barras corrugadas de acero, ya que el acero presenta un buen comportamiento tanto a tracción como a compresión, y son corrugadas para su correcta sujeción en el interior del hormigón. Además al estar sometidos únicamente a esfuerzos axiales, no se ve influenciado por el material que lo rodea, por lo que el área que se encuentra sometida a dicho esfuerzo es el área propia de la barra.

4 Capacidad resistente de los elementos

4.1 Capacidad resistente de las bielas

La capacidad resistente (C_d) de una biela comprimida depende tanto del estado de deformaciones y tensiones transversales al campo de compresiones, como del estado de fisuración en el que se encuentra. Dicha capacidad viene determinada por las dimensiones de la biela comprimida (A_c), como de la resistencia a compresión del hormigón (f_{1cd}), como se puede observar a continuación.

$$C_d = A_c * f_{1cd} \quad (1)$$

La EHE-08 proporciona unas fórmulas aproximadas para el cálculo de la capacidad resistente del hormigón en función del tipo de biela producido por diferentes hipótesis de cargas. Los diferentes casos que se pueden encontrar son:

1. Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial:

Se puede encontrar dicho caso cuando la pieza está sometida a esfuerzos de flexión, produciéndose un cordón comprimido de una viga, dónde la tensión máxima para el hormigón comprimido es el propio valor de la resistencia máxima a compresión del hormigón:

$$f_{1cd} = f_{cd} \quad (2)$$

2. Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela:

Nos encontraremos en dicha hipótesis cuando el campo de compresiones de la biela producida presente fisuración oblicua o paralela al campo de compresiones producido, debido a esto la resistencia del hormigón disminuirá considerablemente, adoptando los valores explicados a continuación:

- Con fisuración paralela a la biela y la armadura este suficientemente bien anclada (este caso es el que se aplica para los diferentes ensayos):

$$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd} \quad (3)$$

- Si las bielas transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada por armadura transversal suficientemente anclada:

$$f_{1cd} = 0.60 * f_{cd} \quad (4)$$

- Cuando las bielas comprimidas transfieren compresiones a través de fisuras de gran abertura:

$$f_{1cd} = 0.40 * f_{cd} \quad (5)$$

3. Bielas de hormigón con armaduras comprimidas:

Cuando se encuentre armadura en el interior del campo de compresiones y paralela a él, ésta puede contribuir a la resistencia del conjunto, obteniendo la capacidad resistente del conjunto como:

$$A_c * f_{1cd} + A_{sc} * \sigma_{sd,c} \quad (6)$$

siendo A_{sc} el área de la armadura de la biela, y $\sigma_{sd,c}$ la tensión máxima del acero comprimido.

CAPÍTULO II: MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

4.2 Capacidad resistente de los nudos

El hormigón de los nudos puede estar sometido tanto a compresión como a tracción, por lo que puede suponer un aumento o disminución de su capacidad resistente.

1. Cuando conecte bielas de compresión, nudos multicomprimidos, se pueden diferenciar dos casos:

- Si conectan dos campos de compresión: $f_{2cd} = f_{cd}$ (7)

- Si son tres los campos que se conectan: $f_{3cd} = 3.30 * f_{cd}$ (8)

2. Para nudos con tirantes anclados: $f_{2cd} = 0.70 * f_{cd}$ (9)

4.3 Capacidad resistente de los tirantes constituidos por armaduras

En este caso se pueden diferenciar entre dos tipos de armaduras, armaduras pasivas y armaduras activas, cuya capacidad resistente se puede expresar como:

$$A_s * f_{yd} + A_p * f_{pd} \quad (10)$$

donde A_s es la sección de la armadura pasiva y f_{yd} su tensión máxima, y A_p es la sección de la armadura activa y f_{pd} su tensión máxima admisible.

5 Metodología

Los pasos a seguir para un uso correcto del método de bielas y tirantes, es el indicado en la *Tabla 1*.

Tabla 1. Metodología para la teoría de bielas y tirantes

Paso 1	Definir las fronteras de la región D y determinar las fuerzas del conjunto, ya sean fuerzas externas o internas, que actúan en las secciones del contorno de la región D.
Paso 2	Realizar el modelo simplificado mediante celosías (bielas y tirantes), que definan el comportamiento real de la estructura y determinar las fuerzas equivalentes del contorno.
Paso 3	Cálculo del modelo simplificado, obteniendo los valores de compresión y de tracción en las bielas y en los tirantes respectivamente y seleccionar la armadura pasiva o activa necesaria en los tirantes.
Paso 4	Comprobación de la resistencia del material de la estructura, comprobando el correcto funcionamiento de bielas, tirantes y nudos, que será explicado posteriormente, de tal forma que la capacidad de todos ellos sea suficiente para soportar las fuerzas de la celosía.
Paso 5	Proporcionar suficiente armadura para asegurar el comportamiento dúctil de la región D. Si no se cumple el paso anterior, redefinir la estructura y volver a comenzar en el Paso 3.

CAPÍTULO III: VIGAS DE GRAN CANTO

1 Generalidades

Según se indica en la EHE-08, se consideran vigas de gran canto las vigas rectas generalmente de sección constante cuya relación entre la luz, l , y el canto total, h , es inferior a 2, en vigas simplemente apoyadas, ó a 2.5 en vigas continuas. En las vigas de gran canto se considerará como luz de un vano:

- La distancia entre ejes de apoyos, si esta distancia no sobrepasa en más de un 15 por 100 a la distancia libre entre paramentos de apoyos.
- 1.15 veces la luz en caso contrario.

Como ya se ha comentado anteriormente, este tipo de vigas son un ejemplo de discontinuidades generalizadas (regiones D), por lo que no es posible aplicar las hipótesis de Bernoulli-Navier, teniendo así que emplear los métodos especificados anteriormente, que en este caso se trata del modelo de bielas y tirantes.

La anchura mínima está limitada por el valor máximo de la compresión de los nudos y bielas según en los criterios expresados anteriormente en el método de bielas y tirantes, Artículo 40º de la EHE-08.

2 Vigas de gran canto simplemente apoyadas

Se trata de una viga de gran canto simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior. Este tipo de vigas es el indicado en la *Figura III.1*.

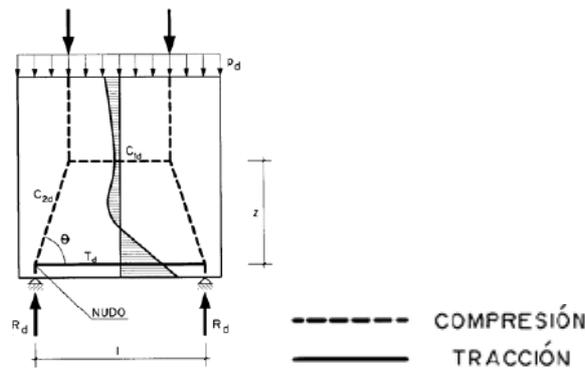


Figura III.1. Modelo viga de gran canto simplemente apoyada [10]

Para realizar la comprobación de nudos y bielas, basta con comprobar que la tensión en el hormigón en el nudo de apoyo sea:

$$\frac{R_d}{a \cdot b} \leq f_{2cd} \quad (11)$$

donde:

a, b : Dimensiones del apoyo.

R_d : Reacción de cálculo en apoyo.

f_{2cd} : Resistencia a compresión del hormigón.

En el proyecto nos encontraremos con fisuración paralela a la biela, por lo que para el cálculo de la resistencia a compresión del hormigón se utilizará la ecuación (3): $f_{2cd} = 0.70 \cdot f_{cd}$

CAPÍTULO IV: MODELO EMPLEADO

1 Descripción del modelo

El modelo utilizado para el cálculo, mediante elementos finitos del modelo de bielas y tirantes, es una viga de gran canto de hormigón armado, la cual está compuesta principalmente de hormigón y cuyas armaduras, tanto la principal como la secundaria, son de acero. Las propiedades de los diferentes materiales, así como, las fórmulas necesarias para su cálculo que ofrece la EHE-08, están recogidas en el Anexo adjunto.

El modelo utilizado tiene la geometría presentada en la *Figura IV.1*. Para las diferentes simulaciones se han modificado distintos parámetros, cuyas diferencias respecto al modelo original serán comentadas al comenzar la explicación de cada simulación en el Anexo adjunto, ahí se detallarán todos los parámetros introducidos así como los resultados obtenidos. Los parámetros del modelo inicial se pueden encontrar en la *Tabla 2*.

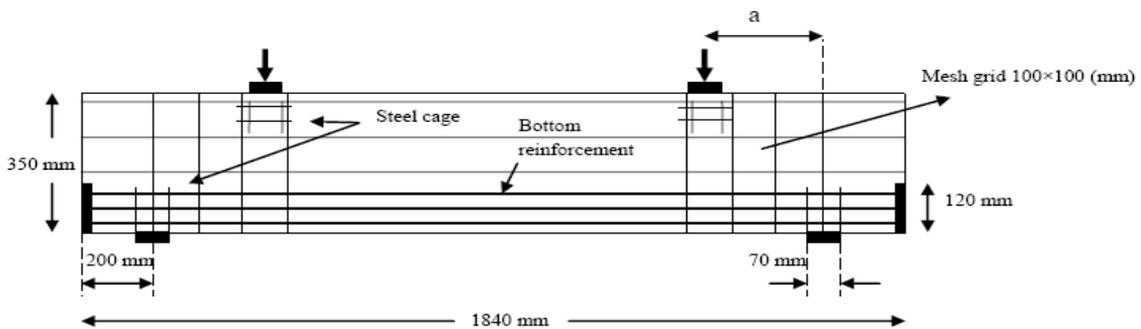


Figura IV.1. Viga de hormigón armado utilizada [11]

Tabla 2. Parámetros del modelo inicial

Malla	Malla fina de 5 mm.
Luz/canto = a	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Para simplificar la simulación se ha utilizado en todo momento la mitad de la viga, ya que se trata de un problema simétrico y dicha medida simplifica en gran parte los cálculos y el tiempo necesario para obtener los resultados. Para que se cumpla dicha relación de simetría se ha impuesto a la cara del centro de la viga la condición de que el desplazamiento en el eje Z (eje longitudinal de la viga) sea cero. Mientras que, para que sea más preciso el cálculo, se ha fijado el desplazamiento en el eje X (eje transversal de la viga) a cero en todos los nodos de la sección intermedia.

Como se puede apreciar en la *Figura IV.1*, la viga está compuesta de dos apoyos superiores donde se coloca la carga a soportar. En el modelo, dicha carga se simula imponiendo un desplazamiento vertical. La viga también consta de otros dos apoyos inferiores sobre los que se encuentra el modelo. Para ello se ha impuesto una condición de contorno en la cara inferior impidiendo el desplazamiento en el eje Y (eje vertical).

Para la armadura principal se han utilizado redondos de 16 mm de diámetro, cuya disposición se puede apreciar en la *Figura IV.1* y en la *Figura IV.2*. Dicha armadura consta de nueve redondos situados en la zona inferior de la viga, para así resistir la tracción producida en la

CAPÍTULO IV: MODELO EMPLEADO

zona inferior debida a la flexión, ya que el hormigón no es capaz de resistir. En cambio para la armadura secundaria se ha precisado de seis redondos de 6 mm de diámetro separados entre sí a mayor distanciadados, ya que las tensiones a resistir por dicha armadura son inferiores que las de la armadura principal.

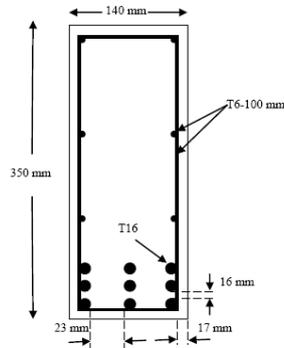


Figura IV.2. Sección transversal con detalles de la armadura[11]

Para cercar dichas armaduras se han empleado ocho estribos, aunque en los ensayos en los que se modifica la relación luz canto se deban ir añadiendo en función del aumento de la distancia "a", Figura IV.1, de 6 mm de diámetro a una distancia de 17 mm de los extremos de la viga. Los cuales se colocan en las zonas entre el apoyo superior y el inferior más cercano, como refleja la Figura IV.3, ya que es aquí donde se producirá la biela de compresión en el hormigón. Se considera una adherencia perfecta entre el hormigón y las armaduras, por lo que los nodos de las armaduras y del hormigón donde están embebidas son coincidentes. Las armaduras principales y secundarias se les impide el giro en el eje Z, por inconsistencia del tipo de elemento utilizado.

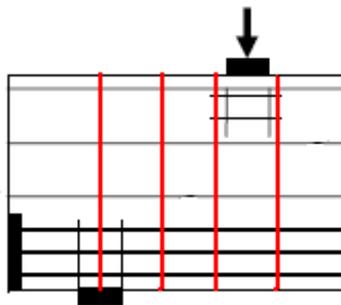


Figura IV.3. Detalle biela compresión con estribos [11]

2 Mallado de la viga

Para realizar el mallado del hormigón de la viga, ver *Figura IV.4*, tanto para la zona donde se forma la biela de compresión como para los apoyos superiores e inferiores, se han utilizado elementos 3D tipo “solid” (C3D8) de 5 y 7 mm de ancho y para el resto de hormigón de 10 mm, ver *Figura IV.5*. Aunque para las diferentes mallas realizadas se han utilizado elementos desde 4 hasta 10 mm en la zona entre los apoyos comentada anteriormente.

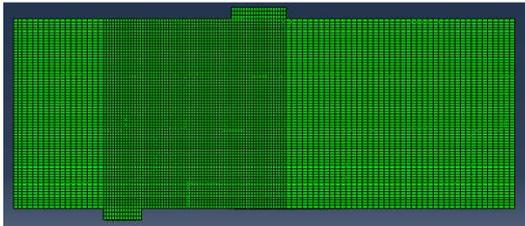


Figura IV.4. Mallado de la viga en Abaqus [12]

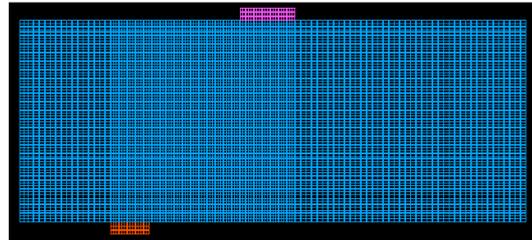


Figura IV.5. Elementos 3D en I-DEAS [13]

El hecho de utilizar elementos de diferentes tamaños se debe a que las armaduras en el modelo se han definido como elementos 1D tipo “beam” (B31), ver *Figura IV.6*, con una sección de diferente diámetro para la armadura principal y la armadura secundaria. Se ha replanteado la malla del hormigón para coincidir con el centro de gravedad de las armaduras, utilizando elementos de varios tamaños alrededor de un valor de referencia de 5 mm.

Gracias a la simetría del modelo se ha podido simplificar en gran medida su construcción a partir de los diferentes elementos. Para los estribos también se han utilizado elementos 1D tipo “beam” y se han introducido manualmente, ya que al ser todos los estribos del mismo tamaño no se ha encontrado el problema anteriormente mencionado para las armaduras.

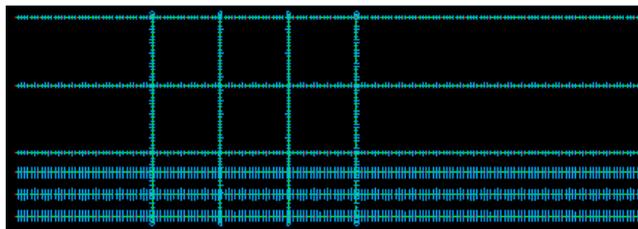


Figura IV.6. Elementos 2D en I-DEAS para simular los estribos y las armaduras [13]

Dicho mallado, junto con las condiciones de contorno mencionadas, se ha realizado mediante el software I-DEAS, a través del cual se ha construido el modelo principal que más tarde se simulará con Abaqus para obtener los diferentes resultados. La metodología para realizar las diferentes simulaciones consiste en realizar las pertinentes modificaciones en I-DEAS tanto en las características de los materiales, la geometría y las diferentes relaciones utilizadas para más tarde realizar el cálculo con Abaqus y comentar los resultados obtenidos y comprobar cómo se ajustan a las fórmulas que se encuentran en la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08).

3 Refuerzos

En Abaqus, los refuerzos en estructuras de hormigón se realizan generalmente mediante armaduras, las cuales están modeladas como elementos barra (beam) por barras metálicas unidimensionales.

Con este enfoque para el modelado, el comportamiento del hormigón se considera independiente al de la armadura. Los efectos asociados a la relación armadura-hormigón, tales como el deslizamiento conjunto y las acciones de unión, se aproximan introduciendo la función tension-stiffening en el modelado del hormigón y las condiciones de contorno en las armaduras, para simular la transferencia de carga a través de las grietas gracias a la barra del refuerzo.

4 Descripción tension-stiffening

El acero es un material muy dúctil, puede disipar gran cantidad de energía, es por ello que se utiliza en conjunto con el hormigón, ya que éste presenta grandes problemas ante esfuerzos a tracción. Para simular esta interacción hormigón-acero se introduce la función "tension-stiffening", como ya se ha comentado anteriormente. A lo largo del proyecto se han utilizado diferentes curvas para modelar este fenómeno en elementos finitos para comprobar los resultados obtenidos del modelo de Abaqus y de las fórmulas que se pueden encontrar en la EHE-08.

En estructuras de hormigón armado, como es el presente caso, la adherencia entre el hormigón y el refuerzo permite al hormigón resistir esfuerzos de tracción localizados en sus fisuras, por ello se reduce el nivel de tensión que se transfiere a la armadura, pudiendo la estructura resistir mayores esfuerzos en su conjunto. Este fenómeno produce un aumento de rigidez del material, y es a lo que se llama "tension-stiffening". Dicho fenómeno se puede aplicar a cualquier material, pero en los ensayos mediante elementos finitos, comentados a continuación, se aplica solamente al hormigón.

En el caso del hormigón, se pueden apreciar tres zonas muy diferentes en la curva tensión-deformación, como se puede apreciar en la *Figura IV.7*. Una vez que el hormigón comienza a fisurar, pierde su resistencia a tracción. Pero una vez formadas las grietas, ya en la zona post-fisuración, la tensión que soporta el hormigón desciende y aumenta la tracción que se transfiere al refuerzo. Así el nivel de tensión en el refuerzo aumenta tras la formación de grietas, consiguiendo así una mayor resistencia a tracción del conjunto hormigón-acero.

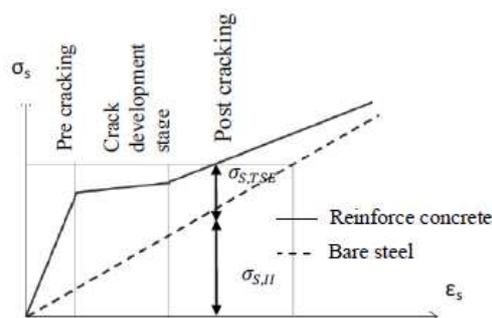


Figura IV.7. Curva tensión-deformación del hormigón [14]

CAPÍTULO IV: MODELO EMPLEADO

El fenómeno "tension-stiffening" se puede apreciar en el aumento de la deformación a lo largo de los refuerzos cuando se aplica la carga. Se puede definir como un aumento de la tensión en los refuerzos cuando se fisura el hormigón debido a su poca resistencia a tracción.

Este efecto, en la superficie de contacto entre el hormigón y los refuerzos, se consigue aproximar también mediante el efecto "tension-stiffening", el cual, supone la transferencia del esfuerzo hacia la armadura a través de las grietas formadas en el hormigón. Este fenómeno se introduce en la simulación transformando las propiedades del hormigón en el modelo a través de una curva tensión-deformación. Las curvas empleadas para las simulaciones realizadas en el proyecto se pueden observar en las Figuras: *Figura IV.8*, *Figura IV.9*, *Figura IV.10* y *Figura IV.11*.

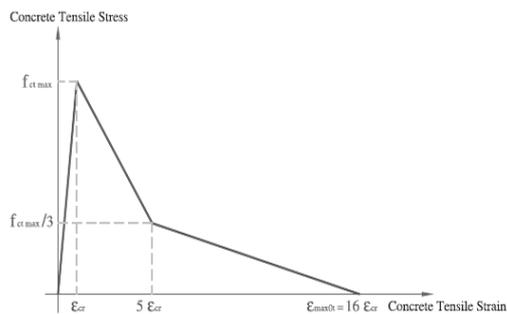


Figura IV.8. Curva tension-stiffening realizada por Massicotte [15]

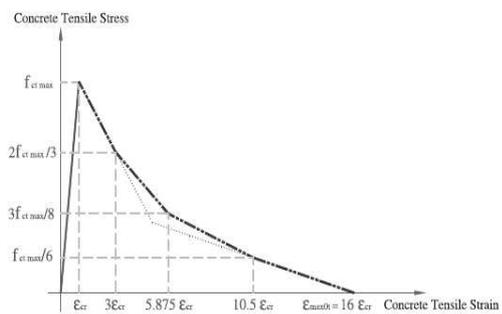


Figura IV.9. Curva tension-stiffening suavizada por M. Allam [16]

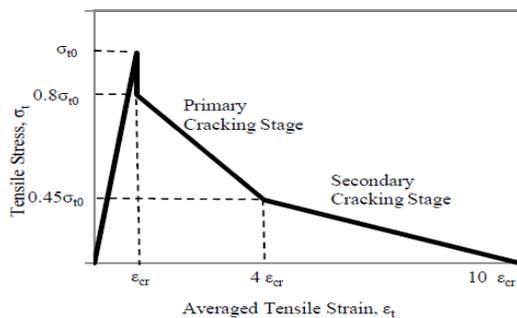


Figura IV.10. Curva tension-stiffening realizada por Nayal y Rasheed [17]

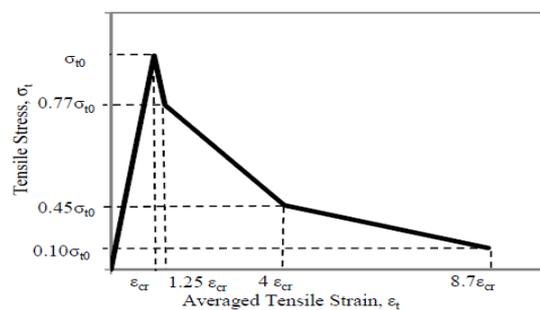


Figura IV.11. Curva tension-stiffening suavizada por B.L. Wahalathantri [17]

Se han utilizado diferentes curvas encontradas en diversas tesis y artículos que estudian este fenómeno. Cada curva tiene diferentes valores y presentan variaciones en cuanto a su curvatura, lo que conlleva a la obtención de diversos resultados. Estas diferencias serán comentadas en los capítulos a continuación.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS RESULTADOS

1 Metodología de cálculo

Una vez acabado el modelo general, descrito anteriormente, realizado mediante I-DEAS se ha de seguir con los siguientes pasos, recogidos en la *Tabla 3* para conseguir los pertinentes ensayos a realizar:

Tabla 3. Metodología de cálculo

Paso 1	Exportar archivo .inp para calcular mediante Abaqus.
Paso 2	Modificar datos del archivo .inp para conseguir todas las características necesarias para el ensayo.
Paso 3	Lanzar el cálculo mediante Abaqus.
Paso 4	Abrir los resultados mediante Abaqus/CAE y pasarlos a las hojas de cálculo.
Paso 5	Analizar los resultados en las hojas de cálculo y compararlos con los de la Instrucción EHE08.

2 Modificaciones a realizar en el archivo exportado

Como se indica en el Paso 2 de la *Tabla 3*, antes de poder empezar a calcular los diferentes archivos obtenidos se deben modificar diferentes aspectos dentro los archivos .inp. Algunas de las acciones a realizar son:

- Modificar/crear las propiedades de los materiales descritos anteriormente.
- Dotar a las diferentes zonas de la viga de los materiales que están compuestas.
- Introducir el comportamiento no lineal del hormigón, mediante puntos de su curva de comportamiento definidos mediante la tensión y la deformación que experimenta, extraídos de un análisis del hormigón en laboratorio.
- Introducir la función tension-stiffening mediante las diferentes curvas descritas anteriormente.

3 Validación del modelo

Los resultados obtenidos mediante las simulaciones con Abaqus muestran la validez del método de bielas y tirantes. Se trata de un método aproximado y del lado de la seguridad: la resistencia para las bielas comprimidas es ligeramente inferior a los resultados de las simulaciones.

El análisis realizado mediante las simulaciones proporciona una mayor información que el método de la norma EHE-08. Se captan los flujos tensionales que dan lugar a las bielas y a los tirantes, y a su vez se obtiene tanto una inclinación y anchura aproximada de la de biela comprimida: *Figura V.1* y *Figura V.2*. Simular la fisuración del hormigón conlleva gran dificultad a nivel numérico, y se escapa del objetivo de un proyecto fin de carrera. Simular la formación y avance de las grietas sería objeto de una tesis doctoral. El estudio paramétrico que se ha realizado sirve para ver la influencia de cada parámetro en el cálculo de la viga de la pieza.

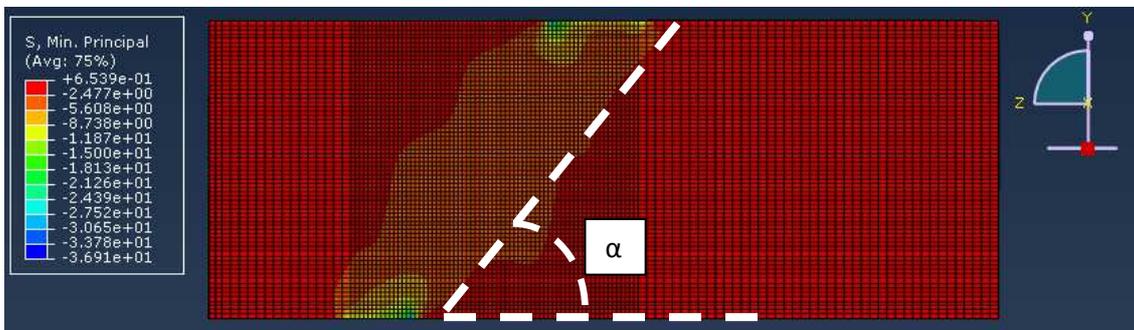


Figura V.1. Biela de compresión formada en el hormigón [12]

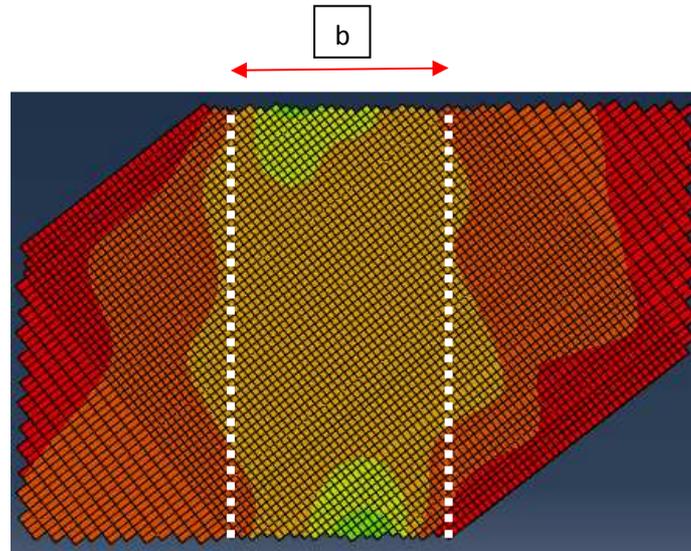


Figura V.2. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$) [12]

4 Análisis del mallado

El primero de todos los ensayos realizados consiste en calcular la resistencia a compresión del hormigón y el desplazamiento máximo producido en la viga para diferentes tamaños de malla. Para ello se han realizado cuatro casos en los que se pueden observar cuatro mallas diferentes. Solo se ha variado el tamaño de la malla en la zona donde se produce la biela de compresión, ya que es de ahí de donde se obtienen los resultados de Abaqus. Las diferentes mallas a realizar son:

- Malla de 4 mm, los elementos que definen el hormigón en la zona de la biela de compresión son de 4 mm de lado y son elementos cúbicos tridimensionales.
- Malla de 5 mm.
- Malla de 8 mm.
- Malla de 10 mm.

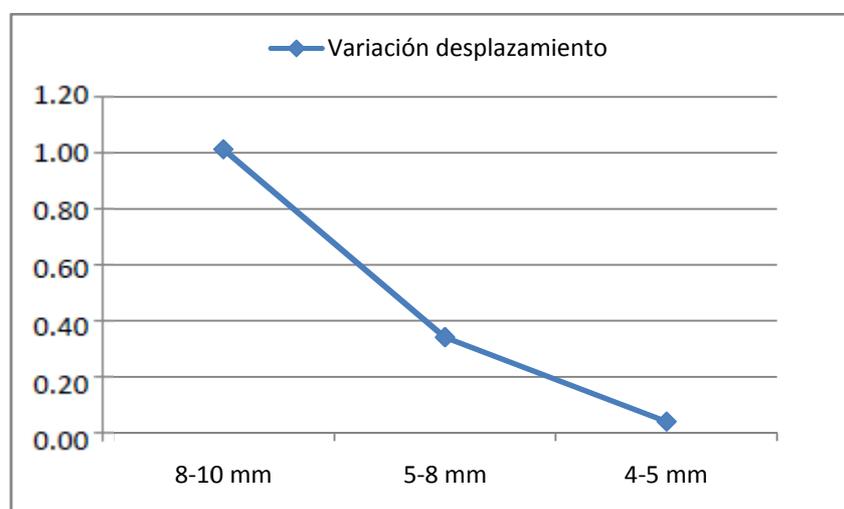
El objetivo principal del presente análisis es encontrar una malla lo suficientemente fina para la modificación de los diferentes parámetros, sin que exceda en gran cantidad el tiempo de cálculo necesario. Como se puede observar en la *Tabla 4* la diferencia de desplazamiento de la malla de 5 mm respecto a la de 4 mm es muy pequeña en comparación con el resto de mallas, *Gráfica1*. Por lo tanto, se ha decidió tomar como modelo la malla de 5 mm ya que la diferencia de resultados respecto a la malla de 4 mm es inferior al 10% y en cambio el tiempo de cálculo es mucho mayor para la malla más fina.

Además de lo descrito anteriormente, también se puede observar que cuanto mayor es el tamaño de la malla, menor flecha se produce en el centro de la viga y por consiguiente más rígido es el modelo analizado.

Tabla 4. Análisis mallado

ANÁLISIS MALLADO		4mm	5mm	8mm	10mm
Desplazamiento Eje Y	Centro viga [mm]	0.0763	0.0763	0.0760	0.0753
Variación desplazamiento Eje Y	[%]	0.0000	0.0393	0.3408	1.0126

Gráfica1. Variación desplazamiento



5 Análisis función tension-stiffening

Para analizar la influencia de la función tension-stiffening descrita a lo largo de la memoria, se ha decidido analizar cuatro diferentes funciones extraídas de diferentes tesis. Para ello se ha simulado una misma carga para todos los ensayos para así poder comparar todos los datos extraídos de Abaqus. Las diferentes curvas ensayadas son las detalladas en el Capítulo IV.

Como se puede observar en las gráficas de las diferentes funciones, en el Capítulo IV, se puede decir que hay poca diferencia entre los modelos. Ya que se tratan de curvas muy similares y en las que la única diferencia reside en las pendientes de las gráficas, aunque con valores muy similares.

Como se puede observar en la *Tabla 5*, el ángulo de la biela (α), el área de la biela y la resistencia a compresión del hormigón son muy similares en los cuatro casos. Pero sí se puede apreciar una mejor respuesta cuando se tratan de curvas suavizadas (una curva suavizada consiste en que los cambios de pendientes en las gráficas no sean bruscos), esto ocurre con la curva de M. Allam y de B. L. Wahalathantri en comparación con la de Massicotte y Nayal y Rasheed respectivamente, obteniendo así una mayor resistencia a compresión. En cuanto a la diferencia de los resultados obtenidos mediante Abaqus y los extraídos de la Instrucción EHE-08, cabe decir que solo reside en la consideración de fisuración o no. Para Abaqus la resistencia a compresión del hormigón es f_{cd} , mientras que según la EHE-08 es f_{1cd} . Por lo que la diferencia entre un resultado u otro es el coeficiente de valor 0,7 para calcular f_{1cd} (esta diferencia será la misma para todos los ensayos realizados).

Tabla 5. Resultados capacidad resistente del hormigón, análisis tension-stiffening

Resultados Abaqus	Hormigón	Massicotte	M, Allam	B,L, Wahalathantri	Nayal y Rasheed
Resistencia hormigón	[Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
Ángulo de la biela (α)	[°]	52	52	52	52
Ancho biela	[mm]	190	195	188	185
Área biela	[mm ²]	26600	27300	26320	25900
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{cd}$ (1) [kN]	620.667	637.000	614.133	604.333
Resultados EHE		Massicotte	M, Allam	B,L, Wahalathantri	Nayal y Rasheed
Resistencia hormigón proyecto	f_{ck} [Mpa]	35	35	35	35
Con coeficiente seguridad 1,5	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
Con fisuración paralela a biela	$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$ [Mpa]	16.33	16.33	16.33	16.33
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{1cd}$ (1) [kN]	434.467	445.900	429.893	423.033

Como se ha podido comprobar con los resultados expuestos, la diferencia reside únicamente en que se mejoran las prestaciones del elemento ensayado cuando se trata de una función con una curva suavizada. Esto es lo que podemos observar igualmente en el axil que se transfiere a los estribos y a la armadura, obtenidos mediante el equilibrio de nudos de la *Figura V.3*, así como la comprobación de nudo que indica la EHE, ver *Tabla 6*.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

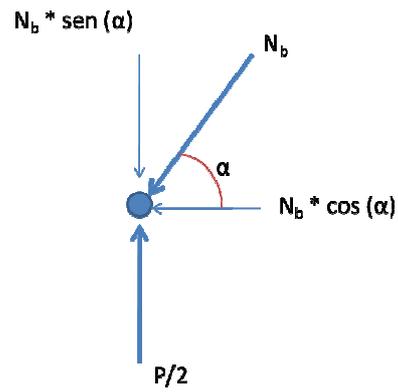


Figura V.3. Equilibrio de nudo [18]

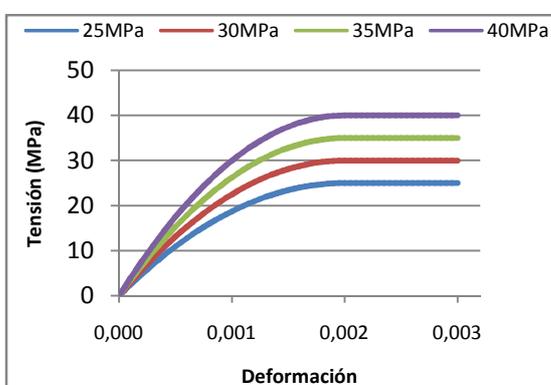
Tabla 6. Comprobación nudos, análisis tension-stiffening

Comprobación nudos	$Rb/a*b < f_{1cd}$	Massicotte	M, Allam	B,L, Wahalathantri	Nayal y Rasheed
Dimensiones apoyo	a [mm]	70	70	70	70
	b [mm]	140	140	140	140
$Rb / (a*b)$	[Mpa]	11.36	11.36	11.36	11.36
Resistencia a compresión: f_{cd}/f_{1cd}	Abaqus [Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
	EHE [Mpa]	16.33	16.33	16.33	16.33
Axil estribos	$Nb*sen(\alpha)$ [kN]	489.092	501.963	483.944	476.221
Axil armadura	$Nb*cos(\alpha)$ [kN]	382.121	392.176	378.098	372.065

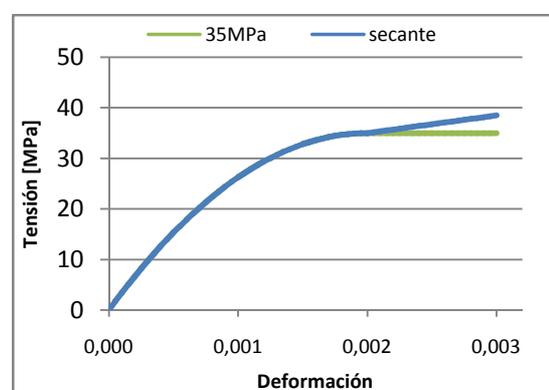
6 Análisis resistencia hormigón

Para comprobar la influencia que tiene la resistencia de hormigón en la biela de compresión formada en la viga, se ha decidido ensayar el modelo variando la resistencia característica del hormigón, utilizando para cada ensayo una resistencia de 25, 30, 35 y 40 MPa. Como se ha descrito a lo largo de la memoria el comportamiento del hormigón se simula aproximadamente mediante la curva parábola-rectángulo para las diferentes resistencias ensayadas, estas curvas de comportamiento se pueden encontrar en la *FiguraV.4*.

Además del modelo parábola-rectángulo, se ha ensayado un modelo que sigue el comportamiento secante. Este comportamiento es similar al de la curva parábola-rectángulo con la diferencia que en el tramo de la recta encontramos una pequeña pendiente, esto significa que la resistencia del hormigón aumenta conforme se aumenta la carga en la zona plástica. Este comportamiento se puede observar en la *FiguraV.5*.



FiguraV.4. Curvas parábola-rectángulo de comportamiento del hormigón [19]



FiguraV.5. Diagrama parábola-rectángulo y modelo secante [19]

Como se puede esperar, cuanto mayor es la resistencia del hormigón ensayado, mayor es la rigidez del elemento. Esto se puede apreciar en que a medida que se aumenta la resistencia disminuye la flecha producida en el centro de la viga. Incluso la variación de la flecha de un ensayo a otro disminuye cuando mayores son las resistencias a comparar.

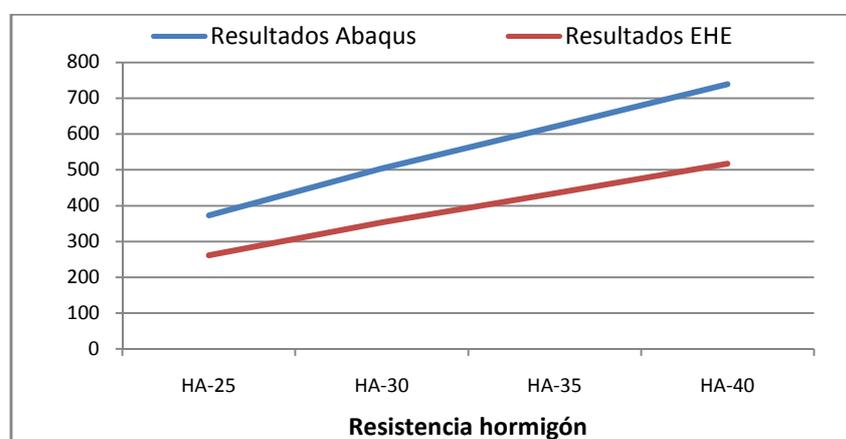
A la hora de analizar los resultados de la resistencia a compresión, ver *Tabla 7*, cabe destacar como ante una misma carga el ancho de biela aumenta cuanto mayor es la resistencia del hormigón ensayado, obteniendo así una mayor capacidad resistente en el hormigón, ver *Gráfica2*. Además se puede ver como el ángulo formado por la biela de compresión (α) es menor cuanto mayor es la resistencia del hormigón, aunque cuanto mayor sea esta resistencia menor es la variación entre los ensayos realizados. Comparando el ensayo de resistencia del hormigón de 35 MPa con el ensayo de curva secante (35-38,5 MPa), se puede decir que es mayor la resistencia aplicando el modelo secante, ya que en el tramo plástico es capaz de aumentar su resistencia mientras que en el modelo parábola-rectángulo esta permanece constante.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 7. Resultados capacidad resistente del hormigón, análisis resistencia hormigón

Resultados Abaqus	Hormigón	HA-25	HA-30	HA-35	HA-40	Secante
Resistencia hormigón	[Mpa]	16.67	20.00	23.33	26.67	24.50
Ángulo de la biela (α)	[°]	55	53	52	51	52
Ancho biela	[mm]	160	180	190	198	195
Área biela	[mm ²]	22400	25200	26600	27720	27300
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{cd}$ (1) [kN]	373.333	504.000	620.667	739.200	668.850
Resultados EHE		HA-25	HA-30	HA-35	HA-40	Secante
Resistencia hormigón proyecto	f_{ck} [Mpa]	25	30	35	40	36.75
Con coeficiente seguridad 1,5	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	16.67	20.00	23.33	26.67	24.50
Con fisuración paralela a biela	$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$ [Mpa]	11.67	14.00	16.33	18.67	17.15
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{1cd}$ (1) [kN]	261.333	352.800	434.467	517.440	468.195

Gráfica2. Capacidad resistente hormigón



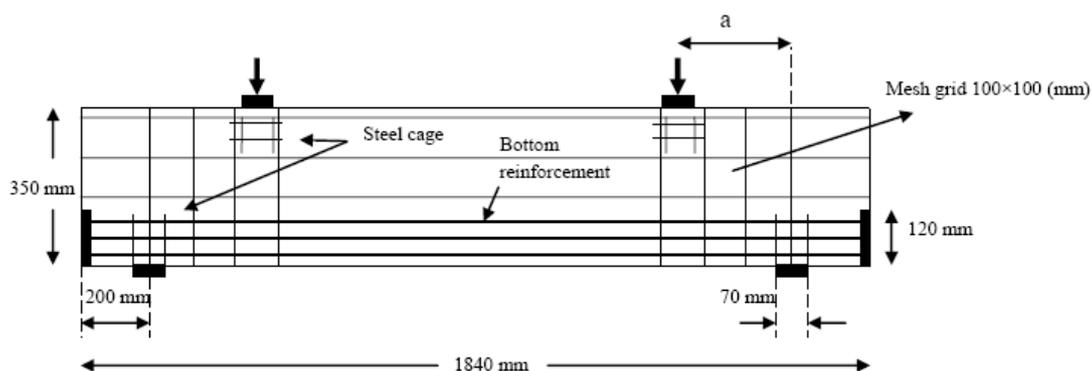
De la misma forma que se ha podido observar en el anterior párrafo cómo mejoraba la respuesta ante una resistencia mayor, en la *Tabla 8* también se puede ver como a medida que aumenta la resistencia del hormigón ensayado, aumenta el axil de los estribos y de la armadura. La única característica destacable es que para una resistencia de 25 MPa se cumple la comprobación de nudos por muy poco, y en medida que se aumenta la resistencia del hormigón este problema desaparece.

Tabla 8. Comprobación nudos, análisis resistencia hormigón

Comprobación nudos	$Rb/a*b < f_{1cd}$	HA-25	HA-30	HA-35	HA-40	Secante
Dimensiones apoyo	a [mm]	70	70	70	70	70
	b [mm]	140	140	140	140	140
$Rb / (a*b)$	[Mpa]	13.44	13.46	13.47	13.42	13.48
Resistencia a compresión:	Abaqus [Mpa]	16.67	20.00	23.33	26.67	24.50
	EHE [Mpa]	11.67	14.00	16.33	18.67	17.15
Axil estribos	$Nb * \text{sen}(\alpha)$ [kN]	305.817	402.512	489.092	574.466	527.061
Axil armadura	$Nb * \text{cos}(\alpha)$ [kN]	214.135	303.315	382.121	465.194	411.785

7 Análisis relación luz-canto

Para los ensayos de relación luz-canto se parte del modelo descrito en el CapítuloIV, y para los diferentes ensayos se modifica la distancia “a”, distancia entre ejes de los apoyos, que aparece en la *FiguraV.6*. La distancia “a” se aumenta desplazando el apoyo superior hacia el centro de la viga, disminuyendo así la luz de la viga entre apoyos. La distancia inicial, la del modelo, es igual a 250 mm y en los diferentes ensayos realizados se ha aumentado esta distancia en 100 mm para cada uno, hasta una distancia "a" de 550 mm:



FiguraV.6. Viga de hormigón armado ensayada [16]

Para obtener una misma reacción en todos los ensayos es necesario introducir diferentes desplazamientos, ya que al modificar la relación luz-canto se modifica en gran medida la rigidez del elemento. Por lo que la pieza más rígida es aquella que experimente una menor flecha, en este caso es el caso inicial, con $a = 250$ mm, y conforme se aumenta la distancia “a”, menor rigidez tiene el modelo.

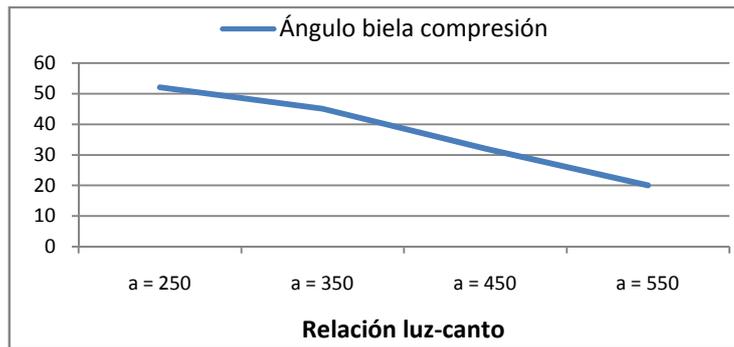
Como ya se ha comentado anteriormente, cuanto mayor es la distancia “a” más rígido es el modelo, esto también se puede apreciar en la *Tabla 9*, ya que al aumentar la distancia “a” mayor es el área de la biela producida, y por consiguiente su capacidad resistente. La diferencia con el resto de ensayos es que el ángulo formado por la biela de compresión (α) varía en gran medida, ver *Gráfica3*, lo que provoca que se produzca antes la fisuración cuando mayor es la distancia “a”, ya que la pieza sufre una mayor flexión.

Tabla 9. Resultados capacidad resistente del hormigón, análisis relación luz-canto

Resultados Abaqus	Hormigón	a = 250	a = 350	a = 450	a = 550
Resistencia hormigón	[Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
Ángulo de la biela (α)	[°]	52	45	32	20
Ancho biela	[mm]	190	205	220	240
Área biela	[mm ²]	26600	28700	30800	33600
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{cd}$ (1) [kN]	620.667	669.667	718.667	784.000
Resultados EHE		a = 250	a = 350	a = 450	a = 550
Resistencia hormigón proyecto	f_{ck} [Mpa]	35	35	35	35
Con coeficiente seguridad 1,5	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
Con fisuración paralela a biela	$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$ [Mpa]	16.33	16.33	16.33	16.33
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{1cd}$ (1) [kN]	434.467	468.767	503.067	548.800

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Gráfica3. Ángulo biela de compresión

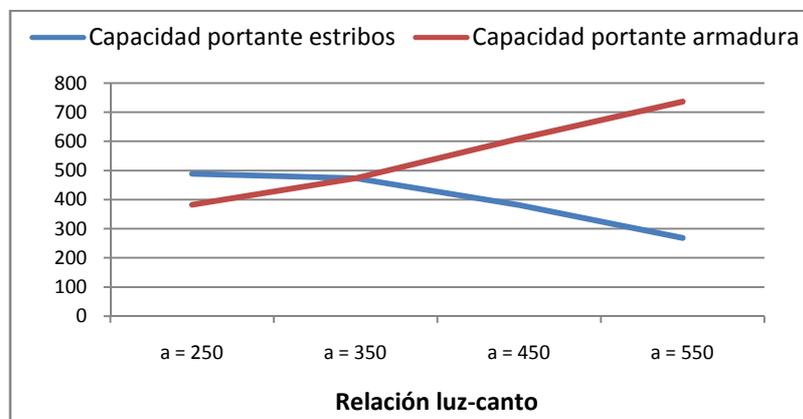


Respecto a la variación descrita anteriormente del ángulo formado por la biela de compresión (α), en la *Tabla 10* se puede observar su influencia tanto en el axil que sufren los estribos y la armadura. Aunque los ensayos con mayor distancia “a” presentan una mayor capacidad resistente, la flecha que se produce en el centro de la viga es mayor, y por consiguiente se producirá antes la fisuración debido a que experimentan una mayor flexión. Para axil en la armadura ocurre lo mismo, ya que al producirse una mayor flexión, la armadura sufre mayor tensión aumentando así en gran medida el axil que se transfiere. En cambio, el axil en los estribos disminuye ya que la flexión produce mayor tracción en las armaduras reduciendo así la que se transfiere a los estribos, como se puede observar en la *Gráfica4*.

Tabla 10. Comprobación nudos, análisis relación luz-canto

Comprobación nudos	$R_b/a*b < f_{1cd}$	a = 250	a = 350	a = 450	a = 550
Dimensiones apoyo	a [mm]	70	70	70	70
	b [mm]	140	140	140	140
$R_b / (a*b)$	[Mpa]	10.66	10.58	10.53	10.48
Resistencia a compresión:	Abaqus [Mpa]	23.33	23.33	23.33	23.33
	EHE [Mpa]	16.33	16.33	16.33	16.33
Axil estribos	$N_b*\text{sen}(\alpha)$ [kN]	489.092	473.526	380.835	268.144
Axil armadura	$N_b*\text{cos}(\alpha)$ [kN]	382.121	473.526	609.464	736.719

Gráfica4. Capacidad portante armadura y estribos



8 Análisis diámetro armadura principal

Para comprobar la influencia del tamaño de los refuerzos de la armadura principal se ha decidido ensayar con tres diámetros diferentes: Ø16 mm (es el caso del modelo inicial explicado en el Capítulo V), Ø20 mm y Ø25 mm.

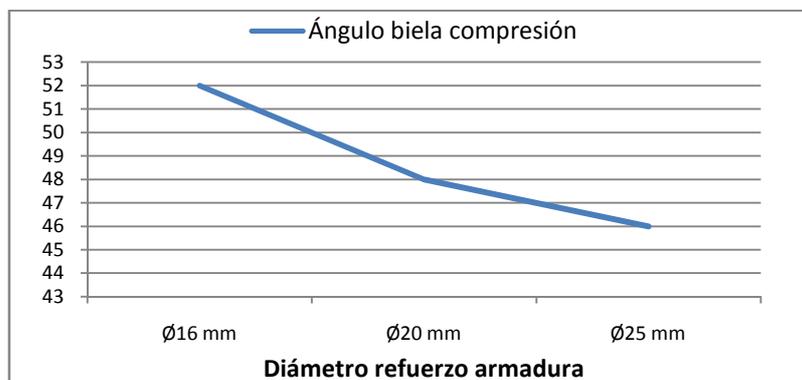
En cuanto a los resultados obtenidos, al aumentar el diámetro de la armadura, ésta es capaz de absorber una mayor tracción, haciendo que el hormigón sufra menos esfuerzos de este tipo, consiguiendo así una mejor respuesta del conjunto y consiguiendo que la fisuración se produzca con mayores cargas.

En cuanto a la resistencia a compresión del hormigón, se puede observar en la *Tabla 11* que los valores obtenidos son muy similares, por lo que se puede decir que no influye en la resistencia del hormigón. También se puede observar su influencia en el ángulo que forma la biela de compresión con el eje horizontal (α), disminuyendo este con el aumento del tamaño de los refuerzos, ver *Gráfica 5*. Todo esto se traduce en que cuanto mayor sea el tamaño del refuerzo mejor es la respuesta del conjunto, pero según se va aumentando este tamaño menor es la diferencia entre ensayos consecutivos, llegando a un punto en el que colocando mayores refuerzos la respuesta mejora en una pequeña cantidad.

Tabla 11. Resultados capacidad resistente hormigón, análisis diámetro armadura principal

Resultados Abaqus	Hormigón	Ø16 mm	Ø20 mm	Ø25 mm
Resistencia hormigón	[Mpa]	23.333	23.333	23.333
Ángulo de la biela (α)	[°]	52	48	46
Ancho biela	[mm]	190	194	196
Área biela	[mm ²]	26600	27160	27440
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{cd}$ (1) [kN]	620.667	633.733	640.267
Resultados EHE		Ø16 mm	Ø20 mm	Ø25 mm
Resistencia hormigón proyecto	f_{ck} [Mpa]	35	35	35
Con coeficiente seguridad 1,5	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	23.33	23.33	23.33
Con fisuración paralela a biela	$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$ [Mpa]	16.33	16.33	16.33
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{1cd}$ (1) [kN]	434.467	443.613	448.187

Gráfica 5. Ángulo biela de compresión



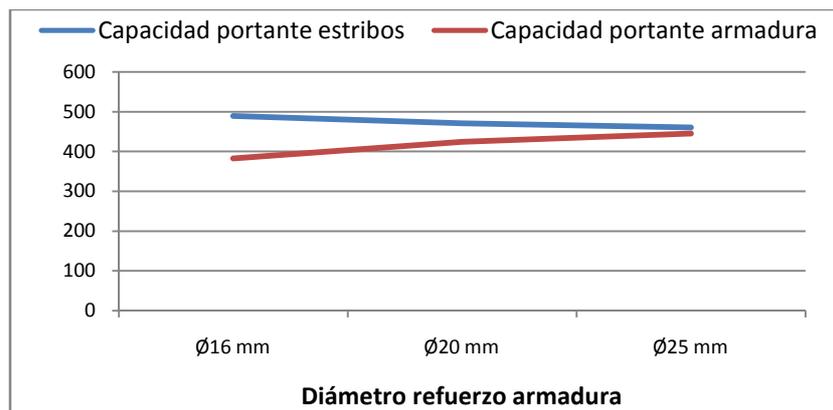
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Lo más destacable de la *Tabla 12*, es que el axil de la armadura es mayor con el aumento del diámetro de los refuerzos, mientras que el de los estribos disminuye, ver *Gráfica6*, ya que debido al cambio del ángulo de la biela (α) se transfiere una mayor tensión a la armadura, disminuyendo así la que sufre el estribo. Pero como ocurría anteriormente, esta variación cada vez es menor, pudiendo observar valores más próximos entre los diámetros 20 y 25 mm, que entre los de 16 y 20 mm.

Tabla 12. Comprobación nudos, análisis diámetro armadura principal

Comprobación nudos	$Rb/a*b < f_{1cd}$	Ø16 mm	Ø20 mm	Ø25 mm
Dimensiones apoyo	a [mm]	70	70	70
	b [mm]	140	140	140
$Rb / (a*b)$	[Mpa]	14.62	10.58	10.53
Resistencia a compresión:	Abaqus [Mpa]	23.33	23.33	23.33
	EHE [Mpa]	16.33	16.33	16.33
Axil estribos	$Nb*\text{sen}(\alpha)$ [kN]	489.092	470.956	460.569
Axil armadura	$Nb*\text{cos}(\alpha)$ [kN]	382.121	424.050	444.767

Gráfica6. Capacidad portante armadura y estribos



9 Análisis diámetro estribos

Al igual que en el análisis en las armaduras, en el presente caso se ensayarán con tres diferentes tamaños de estribos para poder analizar su influencia en la capacidad resistente del hormigón y del axil que soporta la armadura y los propios estribos. Los diferentes tamaños a analizar son: Ø6 mm, Ø8 mm y Ø10 mm.

Al realizar los diferentes ensayos ante las mismas condiciones, la flecha que se produce en el centro de la viga disminuye con el aumento del tamaño de diámetro de los estribos. Esto es debido a que el hormigón es capaz de soportar una mayor carga, ya que ésta se transfiere a los estribos, siendo mayor con el aumento del diámetro, siendo así más rígida la pieza

A la hora de analizar la influencia en la capacidad resistente del hormigón, como se puede ver en la *Tabla 13* y como ocurría con la armadura principal, esta resistencia varía en pequeña medida. En cambio su influencia en el ángulo de la biela de compresión (α) es mucho menor en comparación con el caso de la armadura principal, y además es el único caso en el que aumenta este ángulo.

Tabla 13. Resultados capacidad resistente hormigón, análisis diámetro armadura principal

Resultados Abaqus	Hormigón	Ø6 mm	Ø8 mm	Ø10 mm
Resistencia hormigón	[Mpa]	23.33	23.33	23.33
Ángulo de la biela (α)	[°]	52	54	55
Ancho biela	[mm]	190	192	194
Área biela	[mm ²]	26600	26880	27160
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{cd}$ (1) [kN]	620.667	627.200	633.733
Resultados EHE		Ø6 mm	Ø8 mm	Ø10 mm
Resistencia hormigón proyecto	f_{ck} [Mpa]	35	35	35
Con coeficiente seguridad 1,5	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ [Mpa]	23.33	23.33	23.33
Con fisuración paralela a biela	$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$ [Mpa]	16.33	16.33	16.33
Capacidad resistente hormigón	$C_d = A_c * f_{1cd}$ (1) [kN]	434.467	439.040	443.613

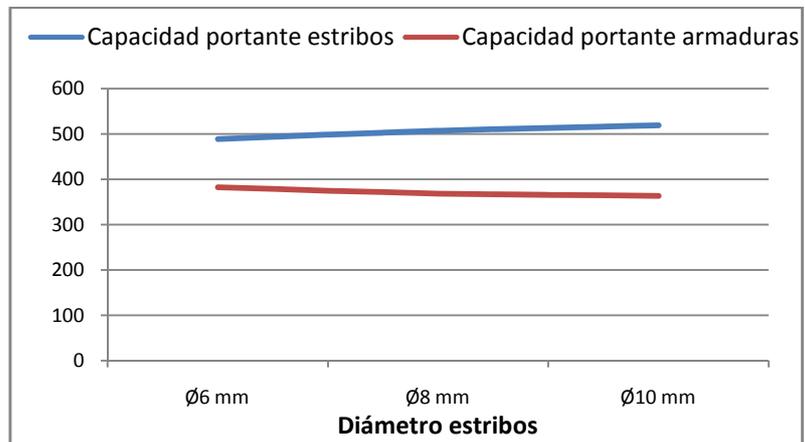
Como era de esperar al aumentar el diámetro de los estribos, aumenta el axil en los estribos, debido a que aumenta α , y por consiguiente el axil de la armadura desciende en pequeña medida, ver *Tabla 14*. La influencia del aumento de tamaño de los estribos en el axil que se transfiere tiene una menor influencia que en el caso del estudio del tamaño de la armadura principal, esto se puede observar en como las pendientes de la *Gráfica7* son mucho menores que en el caso anterior. También hay que destacar que esta mejora de resultados desciende cuando mayores son los diámetros de los estribos, por lo que como ocurría en las armaduras, hay un punto en el que no se consigue una gran mejora a pesar de aumentar en gran medida el diámetro de los estribos.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 14. Comprobación nudos, análisis diámetro estribos

Comprobación nudos	$R_b/a*b < f_{1cd}$	Ø6 mm	Ø8 mm	Ø10 mm
Dimensiones apoyo	a [mm]	70	70	70
	b [mm]	140	140	140
$R_b / (a*b)$	[Mpa]	8.99	9.01	8.89
Resistencia a compresión: fcd/f1cd	Abaqus [Mpa]	23.33	23.33	23.33
	EHE [Mpa]	16.33	16.33	16.33
Axil estribos	$N_b*\text{sen}(\alpha)$ [kN]	489.092	507.415	519.124
Axil armadura	$N_b*\text{cos}(\alpha)$ [kN]	382.121	368.659	363.495

Gráfica7. Capacidad portante armadura y estribos



CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

1 Conclusiones

Como se ha podido observar en el análisis cualitativo, al realizar el cálculo mediante un modelo de elementos finitos se pueden obtener una amplia gama de resultados, pudiendo observar la influencia de las diferentes partes y parámetros sobre la respuesta del elemento estudiado. Toda esta información aporta un gran valor cuando se requieran piezas totalmente conocidas, ya que así se puede obtener su funcionamiento óptimo, a diferencia de la instrucción EHE-08 que simplemente comprueba si dicho elemento es capaz de soportar la carga a resistir, sin poder conocerse el comportamiento real del mismo.

Los resultados obtenidos en los ensayos no son exactos, ya que durante la simulación se producía la fisuración en los apoyos en vez de producirse en el hormigón, pero dan una información de cómo se comporta el elemento estudiado ante una misma carga variando alguno de los parámetros influyentes en su mecanismo.

Este estudio puede continuarse en un futuro cercano, con la posibilidad de ensayar cualquier pieza estructural singular. Además, se puede añadir una armadura activa para comprobar la diferencia en cuanto a los resultados óptimos, pudiendo ver si se asemejan los resultados.

En cuanto a mi opinión, creo que pueden llegar a convertirse en proyectos de gran ayuda para empresas que elaboran hormigón pre-fabricado, pudiendo así conocer el comportamiento óptimo de sus diferentes piezas. También se puede probar a introducir, eliminar o cambiar los parámetros utilizados, comprobando si se obtienen mejoras en cuanto a prestaciones de la pieza.

Como conclusión final, me gustaría añadir que la realización del proyecto ha resultado costosa, ya que para obtener los resultados finales se han tenido que realizar gran cantidad de cálculos, teniendo que repetirlos en varias ocasiones, debido al desconocimiento de los programas empleados, a una incorrecta realización del modelo, al no producirse la fisuración en el hormigón, etc.

A pesar de las adversidades encontradas, he podido aprender y llegar a conocer como se realiza un proyecto de este tipo desde el inicio, pudiendo aprender la utilización de varios programas (I-DEAS, Abaqus) e incluso métodos de trabajo que en un futuro puede que utilice. Así que después de todo lo comentado puedo concluir con que este proyecto me ha ayudado a aprender la utilización de los diferentes programas, así como a seguir avanzando a pesar de no obtener los resultados esperados.

Bibliografía

Abaqus Analysis User's Manual. Materiales empleados, Modelo "Concrete damaged plasticity" y palabras clave de Abaqus para los ensayos realizados.

Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08. Método de bielas y tirantes, Materiales empleados y Vigas de gran canto.

Estructuras de la edificación / Javier Rodríguez Val, ECU®. Método de bielas y tirantes.

Hormigón armado y pretensado: concreto reforzado y preesforzado / Enrique Hernández Montes, Luisa María Gil Martín. Método de bielas y tirantes.

Estructuras de hormigón armado / Luis Gracia Villa, Elena Ibarz Montaner. Método de bielas y tirantes y Propiedades del hormigón.

Artículos empleados

Tension Stiffening Parameter in Composite Concrete Reinforced with Inoxydable Steel / S. Alih y A. Khelil. Descripción tension-stiffening.

Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members/ M. Allam. Descripción tension-stiffening.

A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete element using Abaqus / Wahalathantri, B. L., Queensland University of Technology. Descripción tension-stiffening.

Refinement of Strut-and-Tie Model for Reinforced Concrete Deep Beams, Mohammad Panjehpour, Hwa Kian Chai y Yen Lei Voo, University of Malaya.

Proyectos utilizados

Análisis y evaluación de Regiones D reparadas o reforzadas / Javier Alberca Rosa / Universidad Politécnica de Cataluña. Método de bielas y tirantes y vigas de gran canto.

Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes / Pablo Zamora Pascual / Universidad Politécnica de Cataluña. Método de bielas y tirantes y vigas de gran canto.

ANEXO

TABLA DE CONTENIDOS ANEXO

1. Vigas de gran canto continuas	29
2. Descripción de los materiales empleados.....	30
2.1 Hormigón.....	30
2.2 Acero	32
2.3 Hormigón armado	35
3. Modelo "Concrete damaged plasticity" en Abaqus	36
4. Parámetros a modificar	37
5. Resultados de la Instrucción EHE-08	38
6. Análisis del mallado	40
6.1 Malla 5 mm	40
6.2 Malla de 4 mm.....	42
6.3 Malla de 8 mm.....	44
6.4 Malla de 10 mm	46
7. Análisis función tension-stiffening	48
7.1 Curva tension-stiffening realizada por Massicotte	48
7.2 Curva tension-stiffening suavizada por M. Allam	50
7.3 Curva tension-stiffening realizada por Nayal y Rasheed.....	52
7.4 Curva tension-stiffening suavizada por B.L. Wahalathantri.....	54
8. Análisis resistencia hormigón.....	56
8.1 Resistencia hormigón 25 MPa.....	56
8.2 Resistencia hormigón 30 MPa.....	58
8.3 Resistencia hormigón 35 MPa.....	60
8.4 Resistencia hormigón 40 MPa.....	62
9. Análisis relación luz-canto	64
9.1 Relación luz-canto a = 250 mm	64
9.2 Relación luz-canto a = 350 mm	66
9.3 Relación luz-canto a = 450 mm	68
9.4 Relación luz-canto a = 550 mm	70
10. Análisis armadura	72
10.1 Diámetro refuerzo $\varnothing = 16$ mm.	72

10.2	Diámetro refuerzo $\varnothing = 20$ mm.	74
10.3	Diámetro refuerzo $\varnothing = 25$ mm.	75
11.	Análisis estribos	76
11.1	Diámetro estribo $\varnothing = 6$ mm.....	76
11.2	Diámetro estribo $\varnothing = 8$ mm.....	78
11.3	Diámetro estribo $\varnothing = 10$ mm.....	79

En el presente Anexo se detallarán las diferencias entre los ensayos realizados. Se modificará tanto el tamaño de la malla utilizada en el modelo, así como las curvas de la función tensión-stiffening, la relación luz/canto, la resistencia del hormigón y el diámetro de la armadura principal y de los estribos. Además, se detallarán aspectos que no son estudiados a lo largo del proyecto pero tienen relación con el tema desarrollado.

1 Vigas de gran canto continuas

Otro tipo de vigas de gran canto y de importancia según la EHE-08, son las vigas de gran canto continuas. En el caso de vigas continuas de vanos de igual longitud con carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior, el modelo es el indicado en la *Figura III.2*.

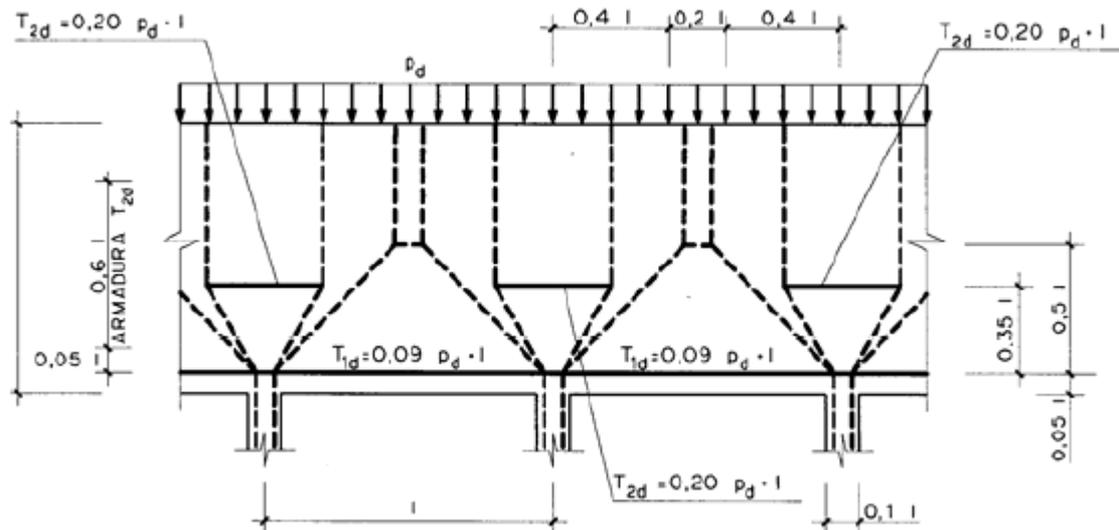


Figura III.2. Modelo de viga de gran canto continua [10]

La comprobación de nudos y bielas se satisface si se comprueba la compresión localizada en los diferentes apoyos.

$$\frac{R_{ed}}{a_e \cdot b_e} \leq f_{2cd} \quad \frac{R_{id}}{a_i \cdot b_i} \leq f_{2cd} \quad (17)$$

donde

R_{ed} Reacción de cálculo en apoyo extremo.

R_{id} Reacción de cálculo en apoyo interior.

a_e, b_e Dimensiones apoyo extremo.

a_i, b_i Dimensiones en apoyo interior.

f_{2cd} Resistencia a compresión del hormigón.

2 Descripción de los materiales empleados

2.1 Hormigón

El hormigón es un material con buen comportamiento a compresión, capaz de resistir en torno a 30 MPa, aunque se pueden encontrar diferentes tipos que presentan diferentes resistencias a compresión, desde 20 MPa para hormigón en masa, hasta valores de 70 ò 80 MPa. En cambio, presenta una resistencia a tracción baja, del orden de 10 veces inferior a la resistencia a compresión, aproximadamente.

Por lo que la máxima carga capaz de soportar una viga de hormigón en masa es aquella que origine una tensión de tracción igual a la resistencia a tracción del hormigón. Al ocurrir dicho caso, al contrario que si fuera a compresión, se produce el colapso sin previo aviso, rotura de tipo frágil. En cambio, trabajando a compresión se puede apreciar la creación de grietas en la biela de compresión, rotura de tipo dúctil. La rotura a compresión se producirá donde mayores sean las tensiones tales, es decir, en la propia biela de compresión. Mientras que la rotura debida a tracción se producirá en la zona central inferior de la viga, donde mayores son las tensiones a tracción.

Para solucionar el colapso a tracción, ya que es el más significativo debido a su baja resistencia, se introduce un material que resista la tracción que el hormigón no pueda resistir, el acero. Éste se deberá colocar en las zonas que presenten mayores tracciones, creando así una armadura en el interior del hormigón. A dicho conjunto, de hormigón y acero, se denomina hormigón armado, que es el empleado para el presente proyecto y cuyas características se explicarán más adelante.

A lo largo del proyecto se han utilizado diferentes valores de la resistencia a compresión del hormigón

- La resistencia propia del hormigón, f_{cm} , que es el valor de la resistencia del hormigón empleado. En el presente proyecto se ha utilizado un hormigón de 43 MPa.
- La resistencia característica del proyecto, f_{ck} , es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, cómo base de los cálculos. Es la resistencia que presenta el hormigón empleado en obra 28 días después de su colocación, que en dicho proyecto corresponde con un hormigón con una resistencia de 35 MPa.
- La resistencia característica real o de obra, $f_{c\ real}$, es el valor correspondiente al cuantil del 5% en la distribución de resistencia del hormigón real.
- Resistencia característica estimada, $f_{c\ est}$, es el valor estimado que cuantifica la resistencia característica real de obra.

Según indica la EHE-08, la resistencia a compresión del hormigón para los diferentes cálculos se obtendrá a través de la siguiente fórmula

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

donde

α_{cc} Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión en compresión debido a cargas de larga duración. En este proyecto se adopta, por carácter general, el valor $\alpha_{cc} = 1$.

f_{ck} Resistencia característica del proyecto.

γ_c Coeficiente parcial de seguridad que en dicho proyecto adopta el valor $\gamma_c = 1,5$ según se indica en el Artículo 15º.

El comportamiento del hormigón se puede definir mediante el diagrama parábola-rectángulo. Este diagrama está formado por una parábola de grado n y un segmento rectilíneo, ver *Figura IV.12*. El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa ϵ_{c0} (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa ϵ_{cu} (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a f_{cd} , resistencia a compresión del hormigón. Debido a que Abaqus solo permite modificar la zona plástica, a partir de ϵ_{c0} , el diagrama empleado para los cálculos es recta-rectángulo, es decir, en lugar de ser parabólico el comportamiento en la zona elástica es lineal.

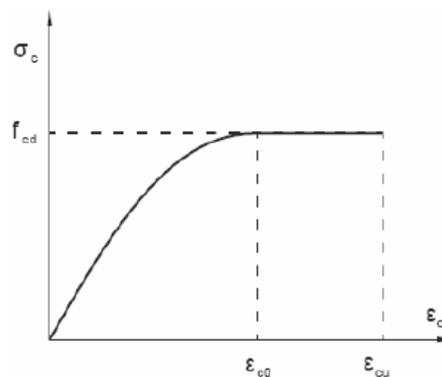


Figura IV.12. Diagrama parábola-rectángulo del hormigón [20]

Aunque el modelo utilizado resulta ser simplificado, se ajusta en gran medida a los resultados obtenidos con una curva de comportamiento real. Por lo que para la realización del proyecto se ha decidido utilizar el diagrama parábola rectángulo, aunque aún más simplificado al ser recta la parábola como ya se ha comentado. La curva característica real del hormigón se puede apreciar en la *Figura IV.13*, aunque no se ha introducido en los ensayos debido a su dificultad para simularlo e introducir los diferentes puntos de la gráfica. En cambio, para una mejor respuesta se ha utilizado el diagrama parábola rectángulo secante, que es el mismo que el diagrama parábola rectángulo con la diferencia de que en el tramo rectángulo aparece un pequeño aumento de la resistencia, ver *Figura V.5*, pudiendo así soportar una mayor carga.

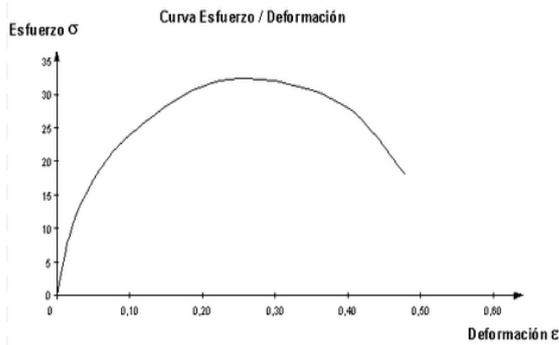


Figura IV.13. Comportamiento no lineal del hormigón [2]

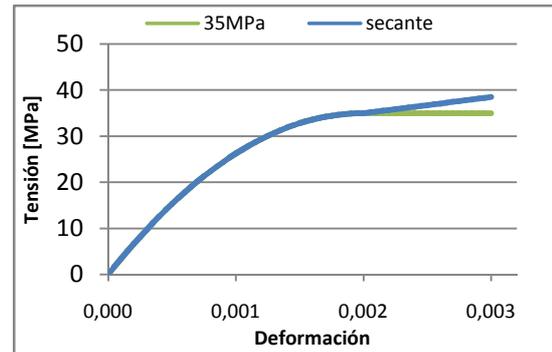


Figura V.5. Diagrama parábola-rectángulo y modelo secante [19]

El módulo de Young empleado varía en función de la resistencia del hormigón y del diagrama de comportamiento introducido en el ensayo, y se puede calcular a partir de las siguientes ecuaciones

- Modelo parábola-rectángulo $E = 10000^3 \sqrt{f_{cm}}$ (13)
- Módulo secante $E = 8500^3 \sqrt{f_{cm}}$ (14)

2.2 Acero

El acero es un material que presenta un comportamiento simétrico a tracción y compresión, y una resistencia específica de un orden superior a la resistencia a compresión del hormigón, aproximadamente.

El comportamiento del acero es lineal en el tramo de proporcionalidad, y no lineal en el tramo elasto-plástico, ver *Figura IV.15*. Su comportamiento es dúctil, con la aparición de grandes deformaciones antes de llegar a la rotura.

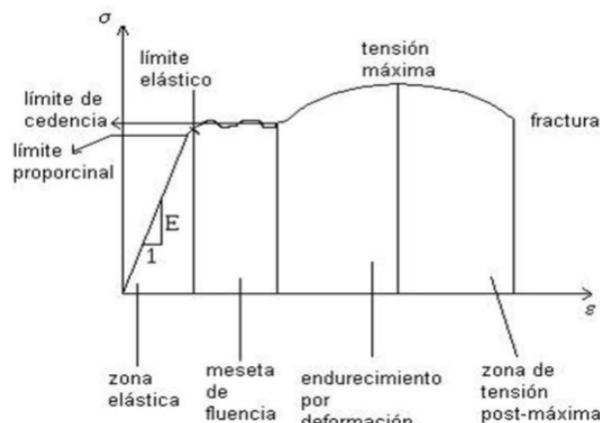


Figura IV.15. Comportamiento del acero [21]

Las características del acero, se refieren tanto para la armadura principal y secundaria como para los estribos, aunque la diferencia entre unas y otras reside en el diámetro de la barra de acero empleada para cada una de ellas como ya se ha explicado en la descripción del modelo.

Según indica la EHE-08, hay que diferenciar entre armaduras pasivas y activas, aunque a lo largo del proyecto no se ha utilizado ninguna armadura activa.

Armadura pasiva

La armadura pasiva está formada por los refuerzos colocados en el hormigón sin tensión (en el modelo realizado la armadura es pasiva), en las zonas en las que el hormigón no es capaz de resistir las tensiones a tracción. Las barras que trabajan a tracción deben estar ancladas en las zonas que no requieran uso de ellas, para garantizar su total funcionalidad.

Para mejorar la adherencia entre el acero y el hormigón se puede presentar la armadura pasiva como

- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.
-

Para el cálculo de la resistencia del acero en armaduras pasivas, f_{yd} , considerará el valor

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (15)$$

donde

f_{yk} Valor del límite elástico característico del acero utilizado.

γ_s Coeficiente parcial de seguridad que en dicho proyecto adoptará el valor $\gamma_s = 1.15$ según indica el Artículo 15º.

El diagrama tensión-deformación característico del acero en la armadura pasiva es el que se adopta como base de los cálculos, y como indica la EHE-08, a un porcentaje del 5 por 100 de diagramas tensión-deformación más bajos. Tanto en tracción como en compresión el diagrama tensión-deformación es aquel que para deformaciones no mayores del 10 por 100, presentan un nivel de confianza del 95 por 100. Debido a la falta de datos experimentales, el diagrama a utilizar, según la EHE-08, es el que representa en la *Figura IV.16*.

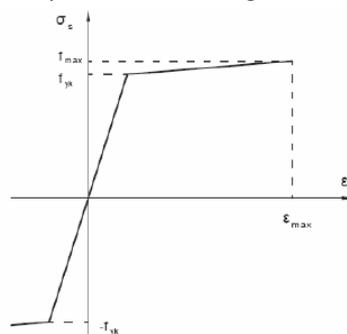


Figura IV.16. Diagrama tensión-deformación característico del acero para la armadura pasiva [22]

Para el diagrama tensión-deformación de cálculo del acero en la armadura pasiva, tanto en tracción como en compresión, se deduce del diagrama característico mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón $1/\gamma_s$.

Como se puede observar en la *Figura IV.17*, se pueden encontrar dos variantes. La primera de pendiente oblicua mediante la afinidad nombrada anteriormente, o la segunda de rama horizontal, siendo ambas igualmente válidas.

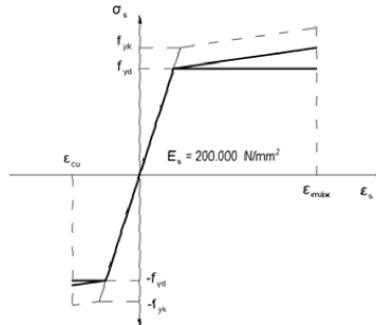


Figura IV.17. Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para la armadura pasiva [22]

Armadura activa

Se introducen para que todo el hormigón trabaje a compresión, sin la formación de fisuras. Consiste en forzar a que todo el hormigón trabaje a compresión, introduciendo fuerzas de pretensado a la armadura. Este tipo de armaduras no han sido introducidas en el proyecto, pero se ha decidido comentarlas porque son una medida de mejora y están recogidas en la EHE-08.

Para el cálculo de la resistencia del acero en armaduras activa, f_{pd} , considerará el valor

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \quad (16)$$

donde

f_{pk} Valor del límite elástico característico del acero empleado.

γ_s Coeficiente parcial de seguridad que en dicho proyecto adoptará el valor $\gamma_s = 1.15$ según indica el Artículo 15º.

El diagrama tensión-deformación característico del acero en la armadura activa puede adoptarse el que establezca su fabricante hasta la deformación $\epsilon_p = 0.010$, como mínimo, tal y que, para una deformación dada las tensiones sean superadas en el 95 por 100 de los casos, ver *Figura IV.18*.

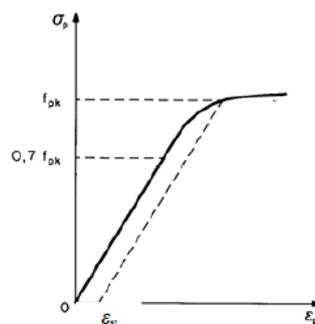


Figura IV.18. Diagrama tensión-deformación característico del acero para la armadura activa [22]

El diagrama tensión deformación de cálculo del acero en la armadura activa, al igual que en la armadura pasiva, se deducirá del diagrama característico, mediante una afinidad oblicua, como se puede observar en la *Figura IV.19*.

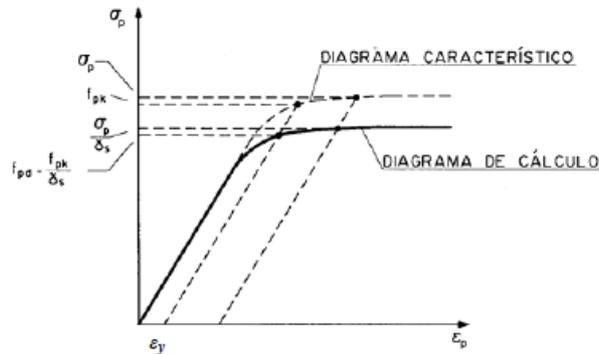


Figura IV.19. Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para la armadura activa [22]

Se podrá tomar $\sigma_p = f_{pd}$ para simplificar el diagrama, siendo igualmente válido, como se puede ver en la *Figura IV.20*.

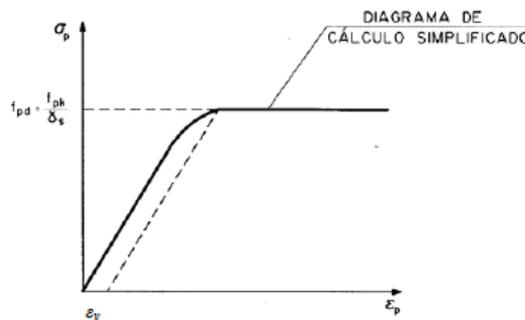


Figura IV.20. Diagrama tensión-deformación de cálculo simplificado para la armadura activa [22]

2.3 Hormigón armado

El hormigón armado es el conjunto formado por hormigón y acero. Dicho material presenta muchas más ventajas que los propios materiales por separado.

Una de las grandes ventajas es que durante el fraguado del hormigón se genera cal libre, lo que produce una protección al acero ante una posible corrosión. Otra ventaja que proporciona el hormigón al acero, es que el acero es un material muy vulnerable frente a cargas de fuego, por lo que el hormigón que lo recubre funciona como un buen aislante. Lo que significa que el conjunto puede estar expuesto a grandes temperaturas durante horas sin que su capacidad mecánica se vea reducida.

A pesar de las ventajas enunciadas anteriormente, debido a las propiedades del hormigón se puede producir corrosión en las armaduras. Dicha corrosión es la causa principal del deterioro de las estructuras de hormigón estructural, por lo que una de las principales soluciones consiste en utilizar armaduras de acero inoxidable, hormigones menos porosos o recubrir los refuerzos con diferentes resinas.

La tracción absorbida por los refuerzos se transmite al hormigón mediante tensión cortante (fricción) a lo largo del perímetro de las barras de acero. Por lo que para que se produzca una correcta transmisión de estas tensiones es imprescindible una correcta adherencia entre ambos materiales. Esta adherencia además de los métodos comentados con anterioridad, también está garantizada por los siguientes mecanismos

- Debido a la interfase hormigón-acero que se produce en la zona de contacto de ambos materiales.
- Al endurecerse el hormigón, este se retrae, lo que provoca un mejor agarre de los refuerzos.

A la longitud mínima necesaria para que el esfuerzo necesario para poder extraer una barra sea igual a la resistencia a tracción del refuerzo se denomina longitud de anclaje. Esta longitud depende tanto del hormigón como del acero empleado. Por lo que cuanto mejor sea la calidad del hormigón, menor será la longitud necesaria para un correcto anclaje. Al contrario, cuanto mejor sea el acero, mayor deberá ser dicha longitud.

3 Modelo "Concrete damaged plasticity" en Abaqus

El modelo de "plasticidad del hormigón dañado" en Abaqus, utilizado para la simulación del elemento estudiado, se puede resumir con

- Proporciona una capacidad general para modelar hormigón y otros materiales cuasi-frágiles en todo tipo de estructuras (vigas, armaduras, sólidos...)
- Utiliza conceptos de elasticidad isotrópica, combinándolos con los de plasticidad isotrópica a tracción y a compresión, para representar el comportamiento elástico del hormigón.
- Puede ser utilizado en hormigón en masa como parte de un análisis inicial para aplicaciones de estructuras de hormigón armado.
- También puede ser utilizado con refuerzos para el modelado del hormigón armado.
- Está diseñado para aplicaciones en las que el hormigón está sujeto a cargas monótonas, cíclicas y dinámicas bajo presiones de confinamiento.
- Se basa en la combinación del endurecimiento de la plasticidad y del escalar de daño de la plasticidad que se produce durante el proceso de fisuración.
- Permite al usuario el control de los efectos de recuperación de rigidez durante inversiones de carga cíclicas.
- Puede ser definido para que sea sensible a la cantidad de esfuerzo soportado.
- Puede ser utilizado como una regulación visco-plástica de las ecuaciones encontradas en Abaqus para mejorar la convergencia en régimen de ablandamiento.
- Es necesario que el comportamiento elástico del material sea isótropo y lineal.

4 Parámetros a modificar

Todos los modelos presentan la geometría descrita en la Memoria, y todos los materiales utilizados serán los descritos anteriormente con sus respectivas características ya mencionadas. Los primeros ensayos han sido comprobando los resultados de los diferentes mallados realizados, para así seleccionar la malla que mejor se ajuste, que en este caso se trata de la malla de 5 mm, y modificar en ella los parámetros que aparecen a continuación

- Tension-stiffening
 1. Curva de tensión-stiffening realizada por Massicotte, *Figura IV.8*.
 2. Curva de Massicotte suavizada por M. Allam, *Figura IV.9*.
 3. Curva realizada por Nayal y Rasheed, *Figura IV.10*.
 4. Curva suavizada por Wahalanthantri, *Figura IV.11*.

- Relación luz/canto (se modifica la medida de “a” de la *Figura IV.1*, desplazando el apoyo superior 100 mm hacia el centro de la viga, incrementando “a” 100 mm en cada ensayo)
 1. Medida inicial de la *Figura IV.1* $a = 250$ mm.
 2. $a = 350$ mm.
 3. $a = 450$ mm.
 4. $a = 550$ mm.

- Resistencia del hormigón, diagrama parábola-rectángulo
 1. Resistencia característica del proyecto, $f_{ck} = 25$ N/mm².
 2. Resistencia característica del proyecto, $f_{ck} = 30$ N/mm².
 3. Resistencia característica del proyecto, $f_{ck} = 35$ N/mm².
 4. Resistencia característica del proyecto, $f_{ck} = 40$ N/mm².
 5. Resistencia característica del proyecto, $f_{ck} = 38,5$ N/mm², simulando un modelo secante.

- Diámetro armadura principal
 1. Refuerzos de diámetro 16 mm.
 2. Refuerzos de diámetro 20 mm.
 3. Refuerzos de diámetro 25 mm.

- Diámetro estribos
 1. Redondos de diámetro 6 mm.
 2. Redondos de diámetro 8 mm.
 3. Redondos de diámetro 10 mm.

5 Resultados de la Instrucción EHE-08

También cabe destacar que para los ensayos descritos anteriormente se realizará un análisis con la misma carga en todos ellos, para comprobar los diferentes modos de comportamiento del material a igualdad de condiciones, comprobando así la rigidez del ensayo y cuál de ellos fisura con una menor carga, para los diferentes parámetros modificados.

A continuación se presentarán los resultados obtenidos en Abaqus, se mostrarán las diferentes bielas de compresión formadas, así como los diferentes valores de resistencia a compresión del hormigón extraídos. También se compararán los resultados con las formulas simplificadas de la EHE-08, verificando así el rango de validez de los resultados obtenidos en los ensayos.

Los datos a obtener y verificar son las resistencias a compresión de cada ensayo, obtenidas mediante el valor de compresión de la biela formada, el área de ésta y el ángulo que forma la biela de compresión con el eje horizontal.

Los diferentes pasos a seguir a continuación son los que proporciona la EHE-08 para el cálculo de la resistencia a compresión del hormigón del proyecto, por lo que serán los mismos para todos los ensayos, excepto para los que se varía la resistencia del hormigón, en los que se detallará la resistencia del hormigón utilizado al inicio de cada ensayo.

Para calcular la resistencia a compresión del hormigón se utiliza la ecuación (12)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

De acuerdo con la EHE-08, el coeficiente de seguridad para la utilización del hormigón estructural para una situación persistente o transitoria es de 1.5, como se indica en la *Tabla 1*, proporcionada por dicha Instrucción.

Tabla 1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límites Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

A partir de la resistencia a compresión del hormigón introducida en el modelo, $f_{ck} = 35$ MPa, se obtiene un valor de $f_{cd} = 23.33$ MPa.

Además al tratarse de casos en los que se introduce la función tension-stiffening (fisuración del material) y las fisuras que se forman son paralelas a la biela, se debe introducir la ecuación (3)

$$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd} \quad (3)$$

Obteniendo un valor final de $f_{cd} = 16.33$ MPa.

Dicho valor será el que se comparará con los resultados obtenidos en Abaqus.

También se debe realizar la comprobación de bielas y nudos en el apoyo, que será detallada a continuación. Este paso se obtiene gracias al método descrito en la memoria, calculando las reacciones producidas en el apoyo y comprobando que se cumpla la ecuación (11)

$$\frac{R_d}{a*b} \leq f_{2cd} \quad (11)$$

Para el cálculo de la capacidad resistente del nudo se emplea la ecuación (7), que es el caso para nudos multicomprimidos y cuando se conectan dos campos de compresión.

$$f_{2cd} = f_{cd} \quad (7)$$

De acuerdo con la ecuación (7) la resistencia a compresión del nudo es la resistencia característica a compresión del proyecto, es decir, 35 N/mm².

En los diferentes ensayos que se presentan a continuación se puede observar que el desplazamiento impuesto varía, esto es debido a que los diferentes ensayos presentan diferente rigidez, para así poder obtener la misma carga resultante en los ensayos y comparar los resultados a igualdad de condiciones.

6 Análisis del mallado

6.1 Malla 5 mm

Mallado del modelo descrito en la Memoria, *Figura 1*. Los parámetros introducidos para este modelo son los recogidos en la *Tabla 2*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 2* y *Figura 3*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 4*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 5*.

Tabla 2. Parámetros del modelo inicial

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

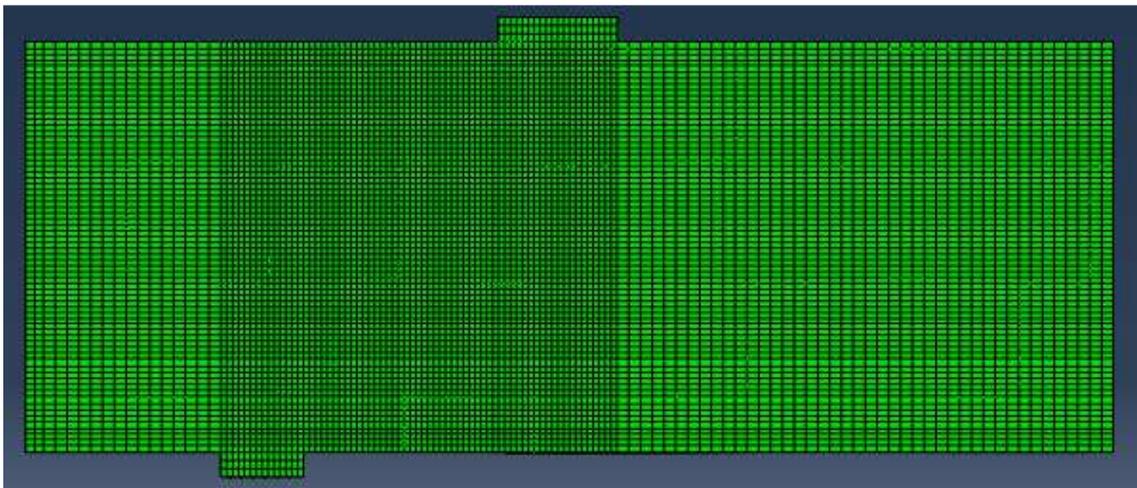


Figura 1. Malla de 5 mm de la viga en ABAQUS

Biela de compresión formada

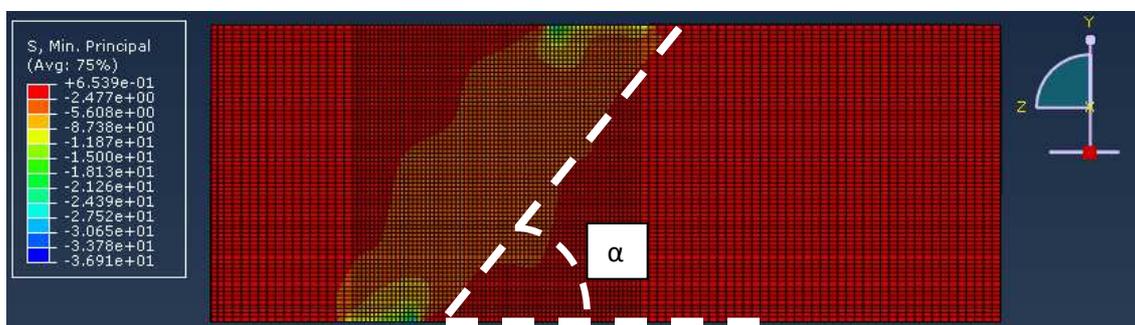


Figura 2. Biela de compresión formada en el hormigón

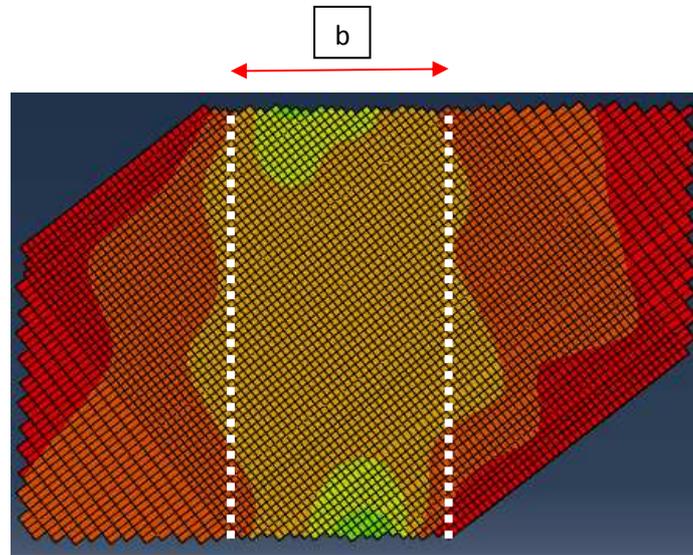


Figura 3. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

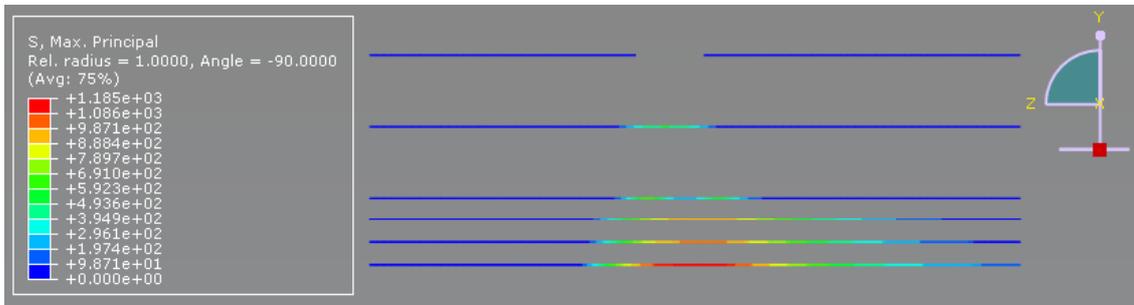


Figura 4. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

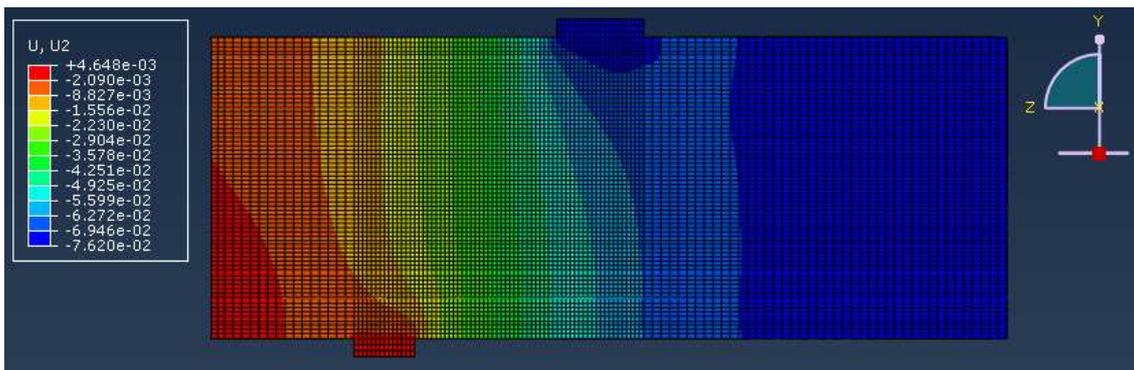


Figura 5. Deformación vertical (eje Y)

6.2 Malla de 4 mm

Este ensayo es el mismo que el anterior, la única diferencia reside en el tamaño del mallado, ya que se los elementos de 5 mm de ancho pasan a ser de 4 mm, *Figura 6*, el resto de parámetros son los mismos que en el ensayo anterior, recogidos en la *Tabla 3*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 7* y *Figura 8*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 9*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 10*.

Tabla 3. Parámetros del modelo malla 4 mm

Malla	Malla de 4 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

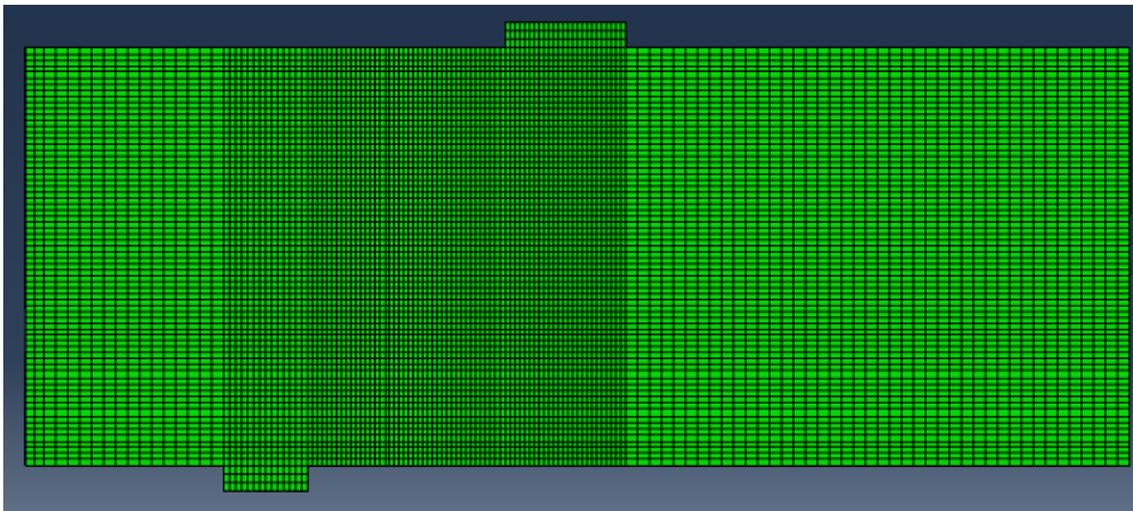


Figura 6. Malla de 4 mm de la viga en ABAQUS.

Biela de compresión formada

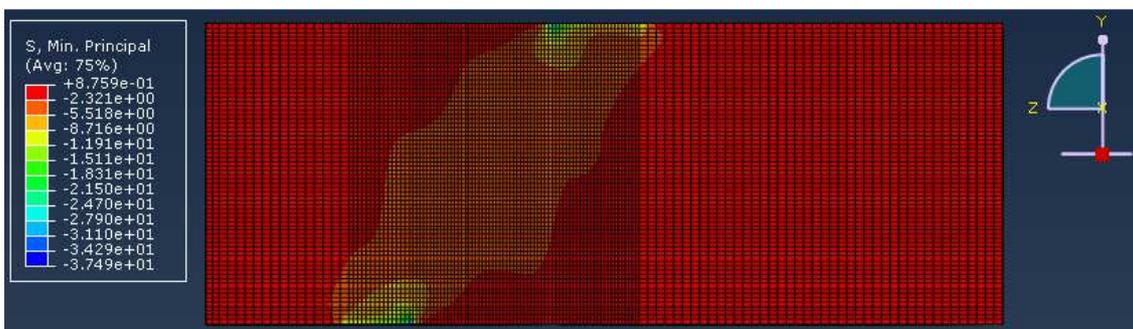


Figura 7. Biela de compresión formada en el hormigón

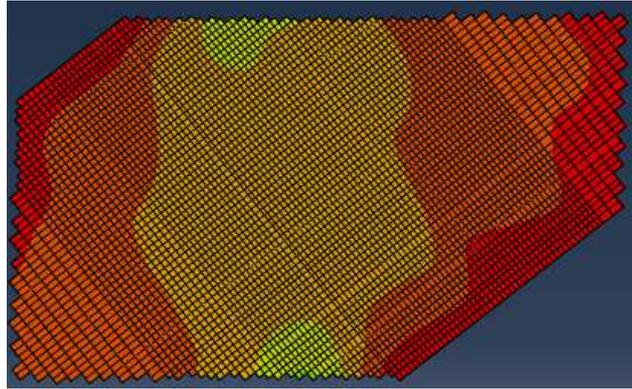


Figura 8. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

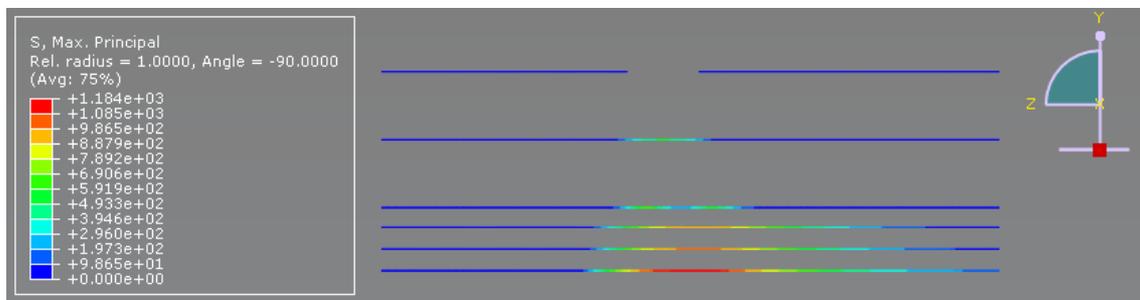


Figura 9. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

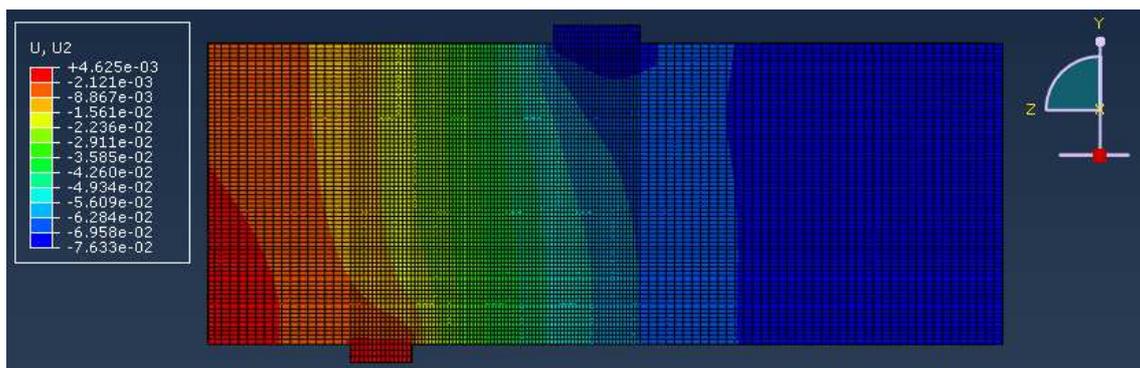


Figura 10. Deformación vertical (eje Y)

6.3 Malla de 8 mm

En este ensayo se analizan los resultados obtenido a partir de la malla de 8 mm, *Figura 11*. La única diferencia es el tamaño de los elementos que se encuentran en la biela de compresión, el resto de parámetros son los mismos que en el ensayo de la malla de 5 mm, recogidos en la *Tabla 4*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 12* y *Figura 13*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 14*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 15*.

Tabla 4. Parámetros del modelo malla 8 mm

Malla	Malla de 8 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

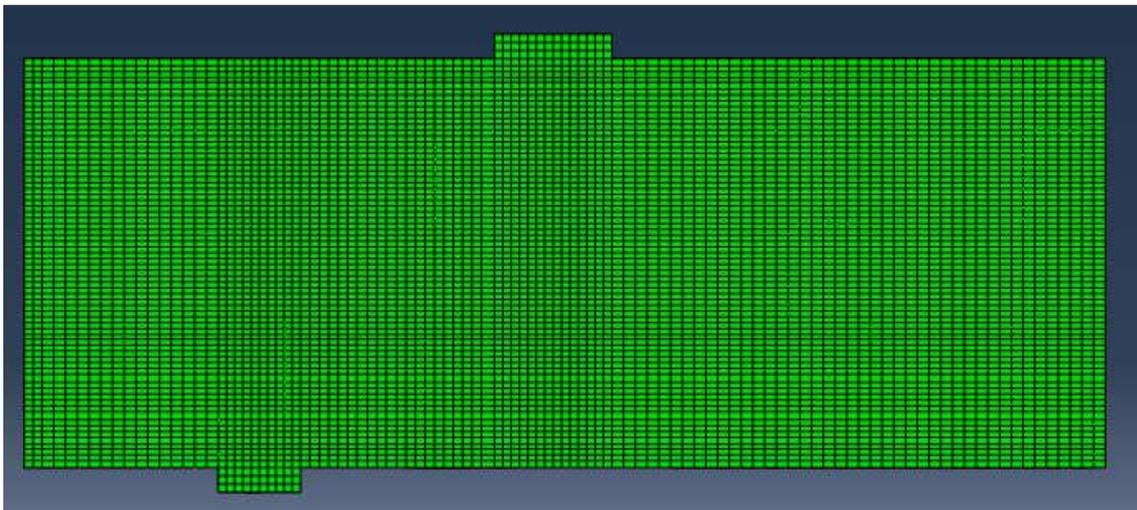


Figura 11. Malla de 8mm de la viga en ABAQUS

Biela de compresión formada

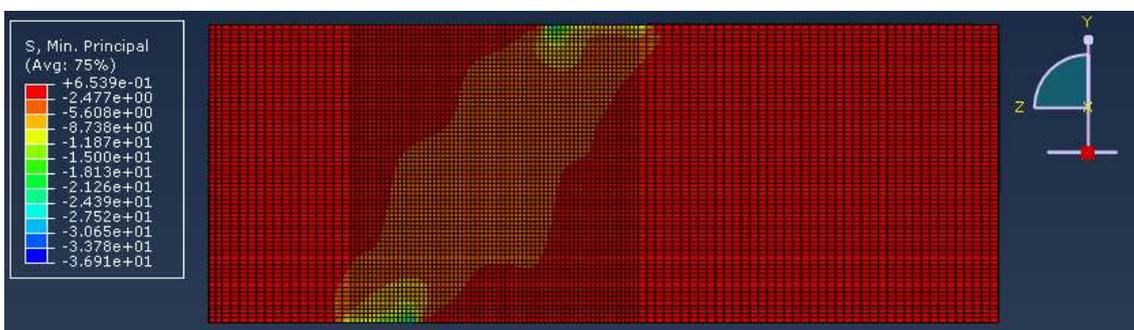


Figura 12. Biela de compresión formada en el hormigón

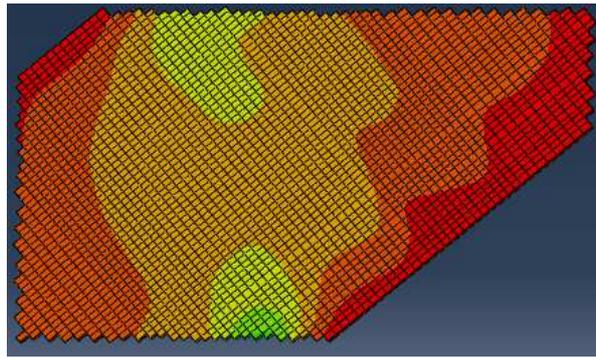


Figura 13. Detalle de la biela de compresión girada 39° ($\alpha=51^\circ$)

Tracción en las armaduras

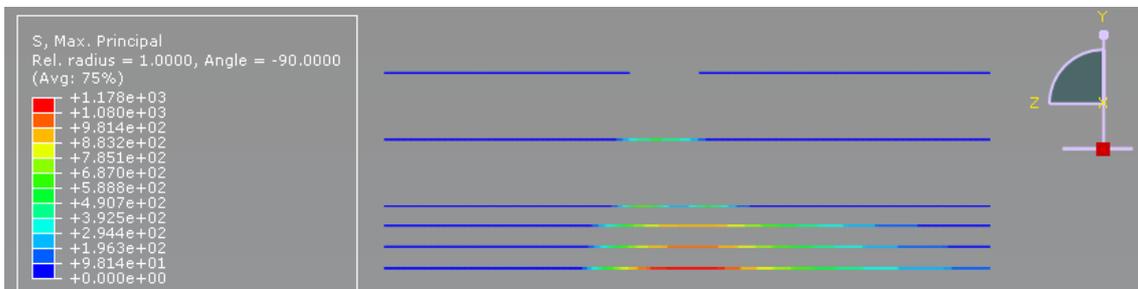


Figura 14. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

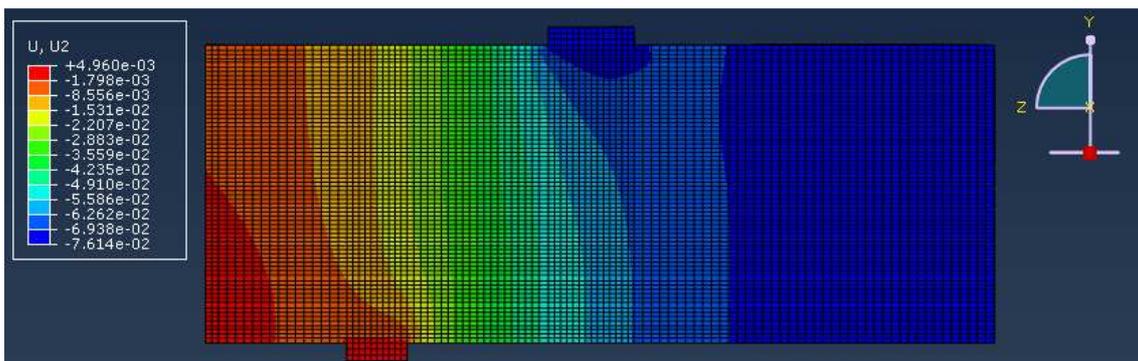


Figura 15. Deformación vertical (eje Y)

6.4 Malla de 10 mm

En este ensayo se analizan los resultados obtenido a partir de la malla de 10 mm, ver *Figura 16*. El resto de parámetros son los mismos que en el ensayo de la malla de 5 mm, recogidos en la *Tabla 5*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 17* y *Figura 18*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 19*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 20*.

Tabla 5. Parámetros del modelo malla 10 mm

Malla	Malla de 10 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

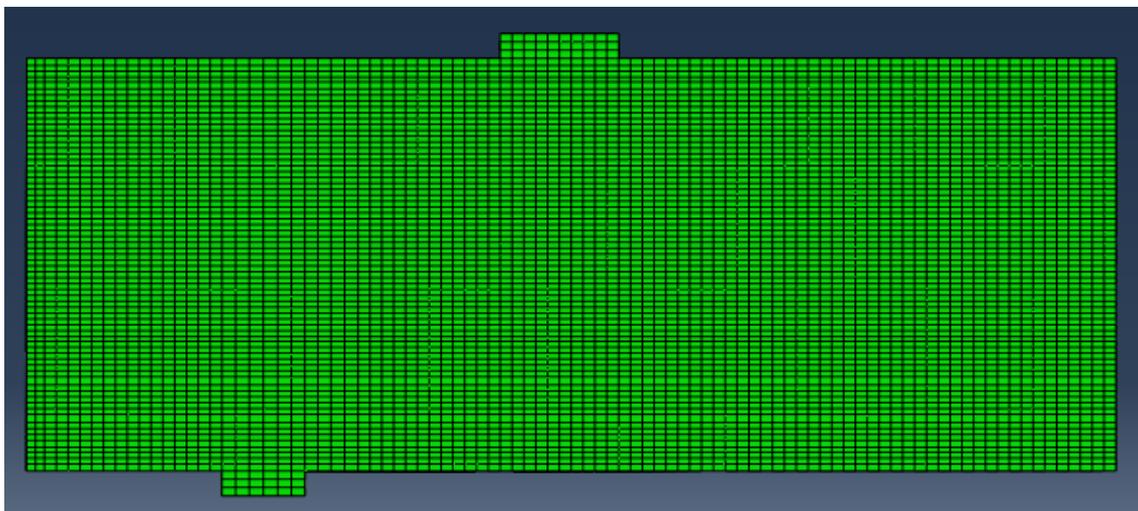


Figura 16. Malla de 10 mm de la viga en ABAQUS

Biela de compresión formada

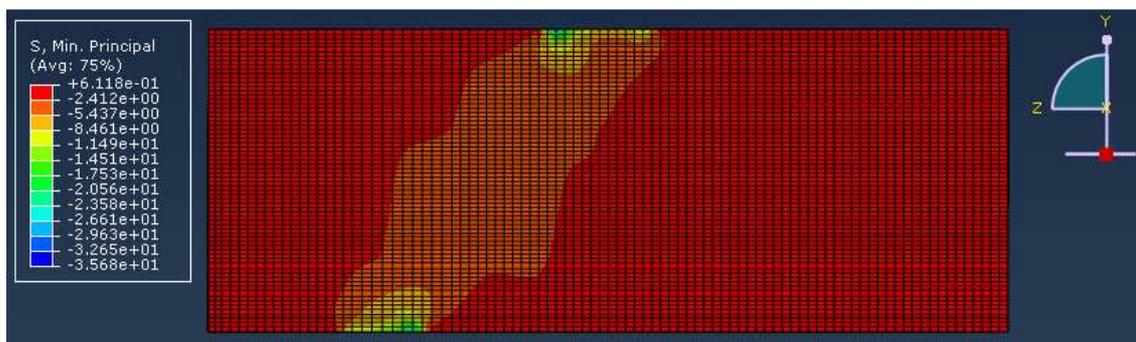


Figura 17. Biela de compresión formada en el hormigón

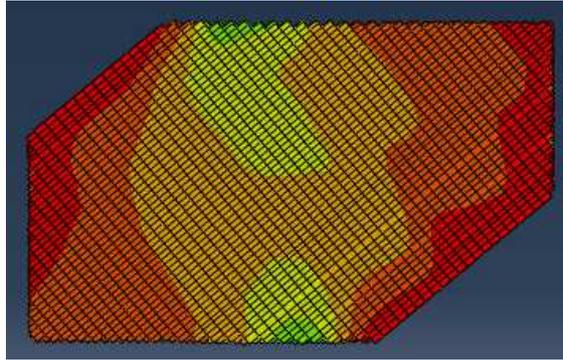


Figura 18. Detalle de la biela de compresión girada 40° ($\alpha=50^\circ$)

Tracción en las armaduras

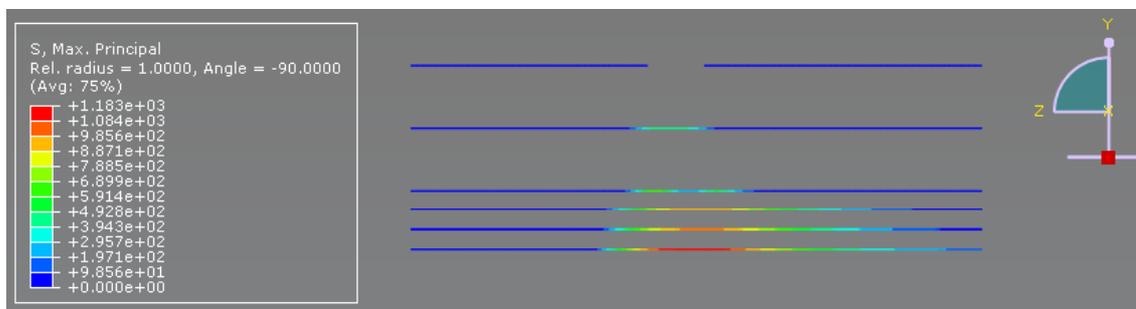


Figura 19. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

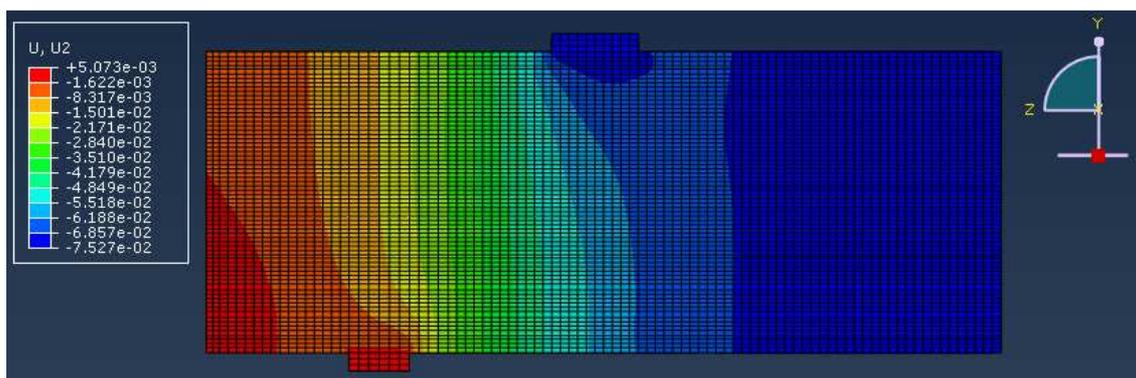


Figura 20. Deformación vertical (eje Y)

7 Análisis función tension-stiffening

Para los diferentes ensayos, en los que el parámetro a estudiar es la función tension-stiffening, se han utilizado tanto la malla de 5 mm, así como la resistencia a compresión del hormigón y la relación luz/canto descritos en el apartado anterior, a pesar de ello al comienzo de cada caso se detallarán los valores de los diferentes parámetros utilizados.

7.1 Curva tension-stiffening realizada por Massicotte

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 6* y la función utilizada para la simulación de la fisuración es la recogida en la *Figura 21*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 22* y *Figura 23*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 24*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 25*.

Tabla 6. Parámetros ensayo modificando tension-stiffening

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Curva función tension-stiffening

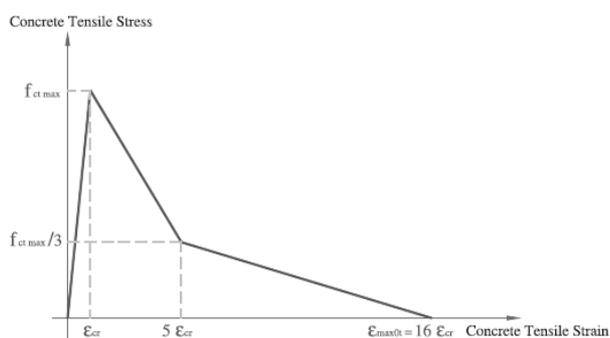


Figura 21. Curva tension-stiffening realizada por Massicotte

Biela de compresión formada

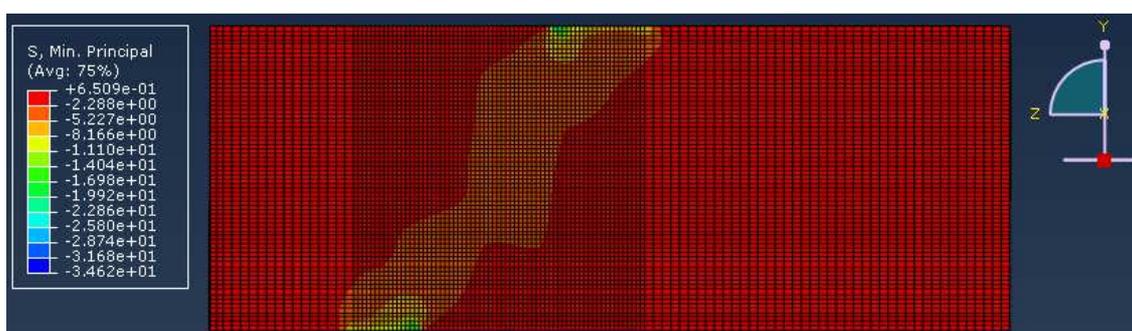


Figura 22. Biela de compresión formada en el hormigón

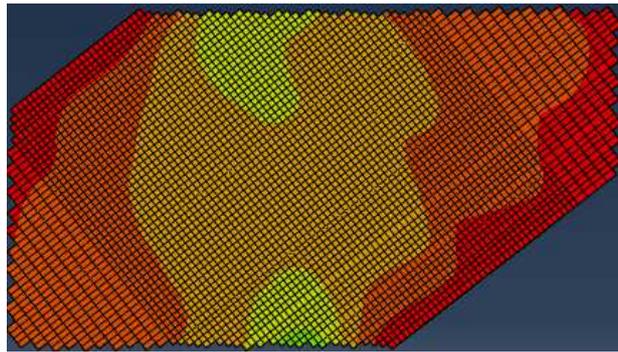


Figura 23. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

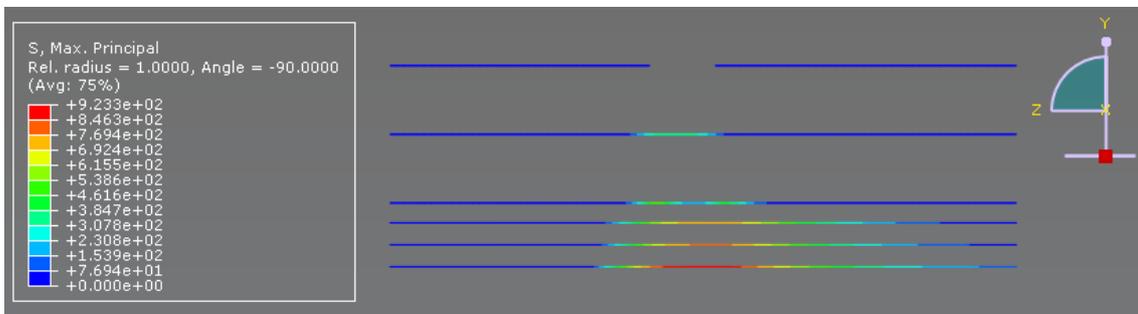


Figura 24. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

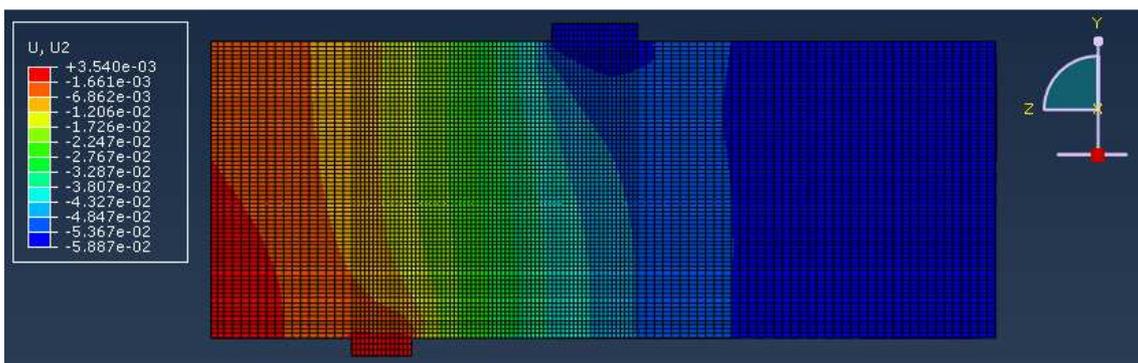


Figura 25. Deformación vertical (eje Y)

7.2 Curva tension-stiffening suavizada por M. Allam

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 7* y la función utilizada para la simulación de la fisuración es la recogida en la *Figura 26*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 27* y *Figura 28*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 29*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 30*.

Tabla 7. Parámetros ensayo modificando tension-stiffening

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por M. Allam.

Curva función tension-stiffening

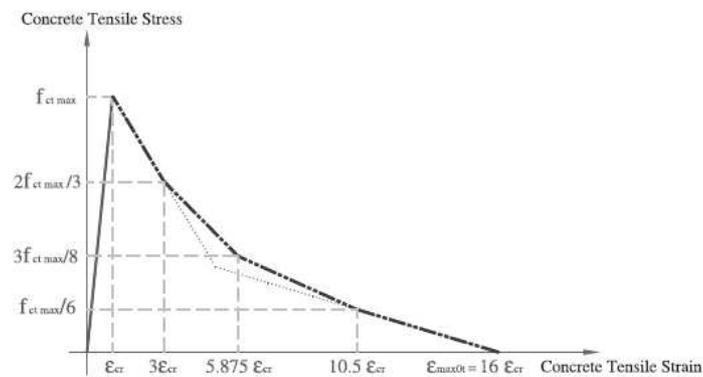


Figura 26. Curva tension-stiffening suavizada por M. Allam

Biela de compresión formada

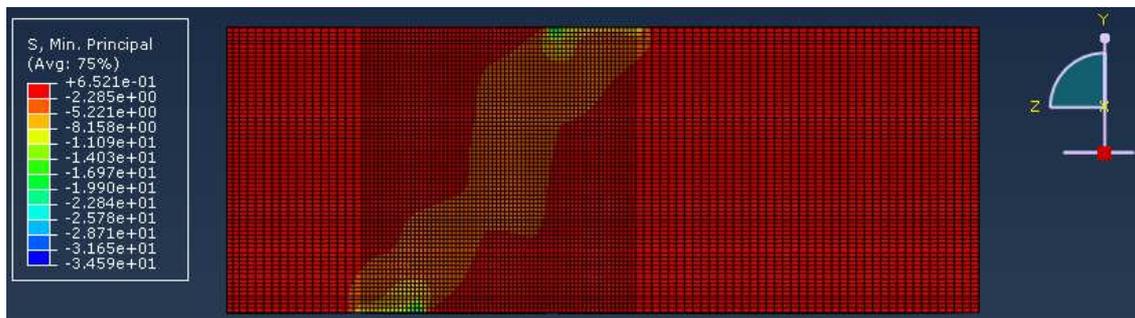


Figura 27. Biela de compresión formada en el hormigón

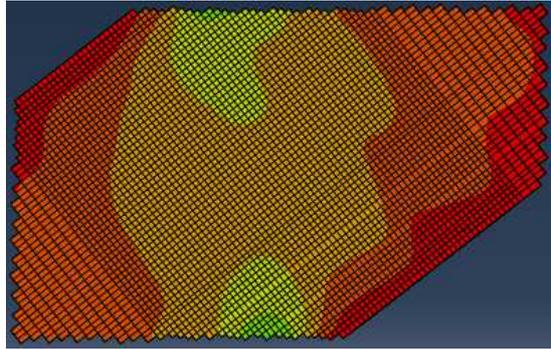


Figura 28. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

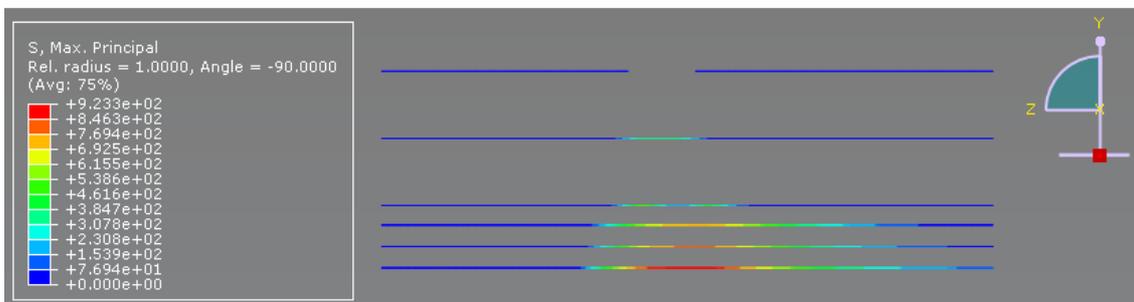


Figura 29. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

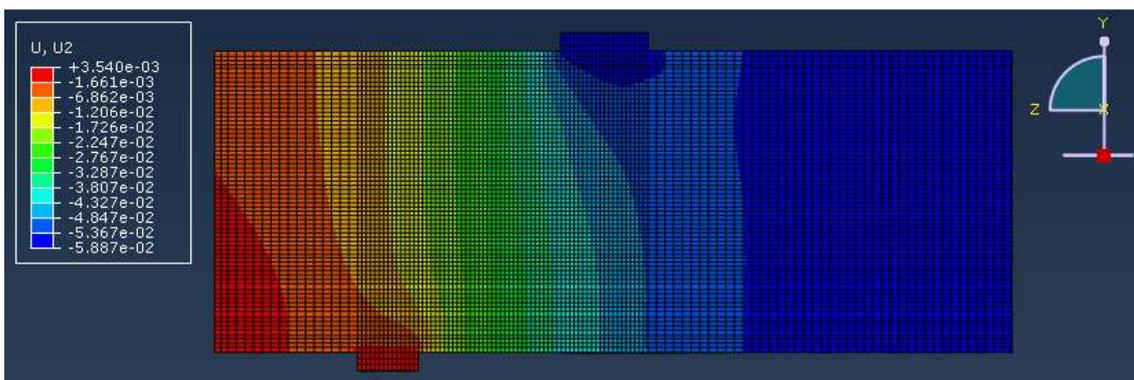


Figura 30. Deformación vertical (eje Y)

7.3 Curva tension-stiffening realizada por Nayal y Rasheed

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 8* y la función utilizada para la simulación de la fisuración es la recogida en la *Figura 31*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 32* y *Figura 33*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 34*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 35*.

Tabla 8. Parámetros ensayo modificando tension-stiffening

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Nayal y Rasheed.

Curva función tension-stiffening

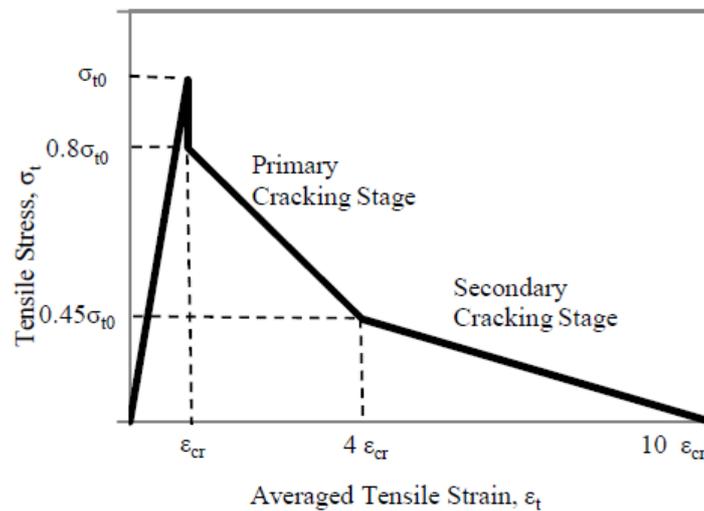


Figura 31. Curva tension-stiffening realizada por Nayal y Rasheed

Biela de compresión formada

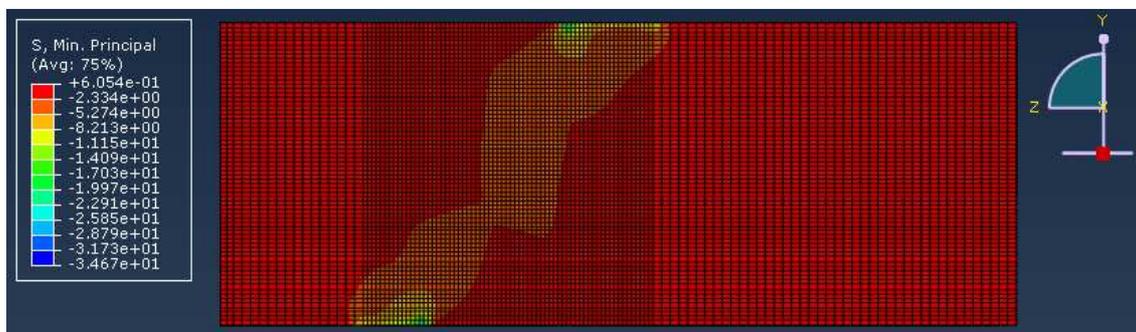


Figura 32. Biela de compresión formada en el hormigón

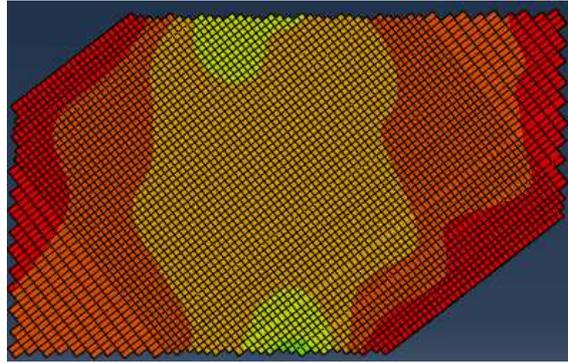


Figura 33. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

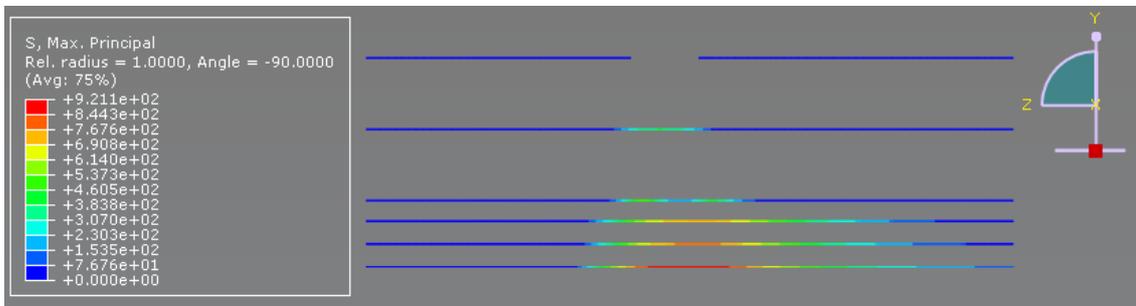


Figura 34. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

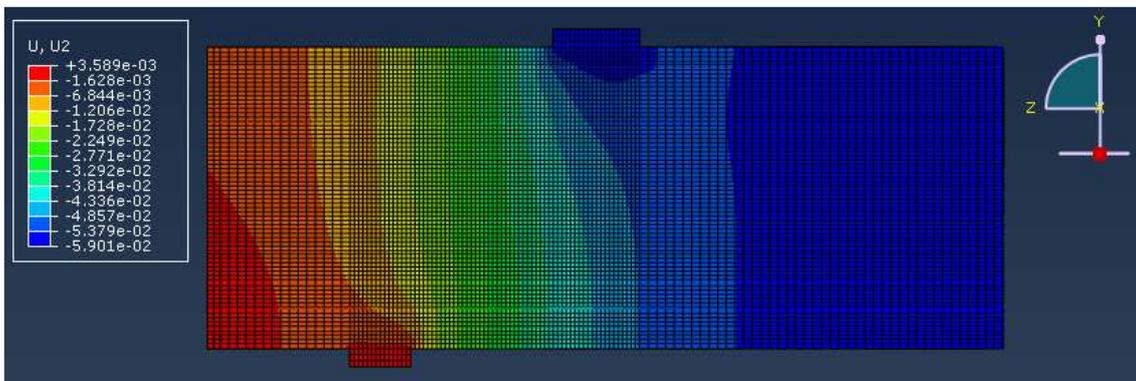


Figura 35. Deformación vertical (eje Y)

7.4 Curva tension-stiffening suavizada por B.L. Wahalathantri

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 9* y la función utilizada para la simulación de la fisuración es la recogida en la *Figura 36*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 37* y *Figura 38*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 39*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 40*.

Tabla 9. Parámetros ensayo tension-stiffening

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por B.L. Wahalathantri.

Curva función tension-stiffening

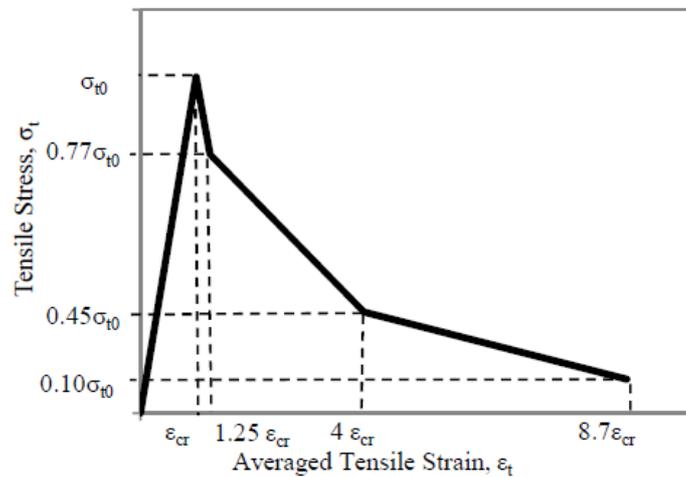


Figura 36. Curva tension-stiffening suavizada por B.L. Wahalathantri

Biela de compresión formada

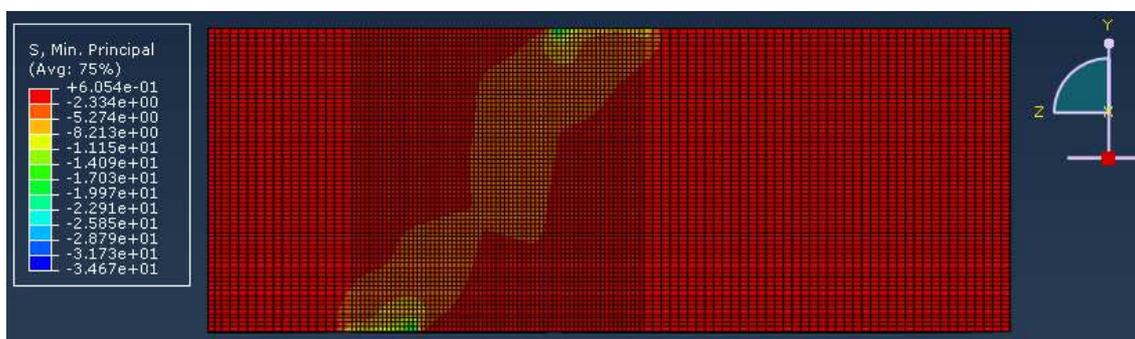


Figura 37. Biela de compresión formada en el hormigón

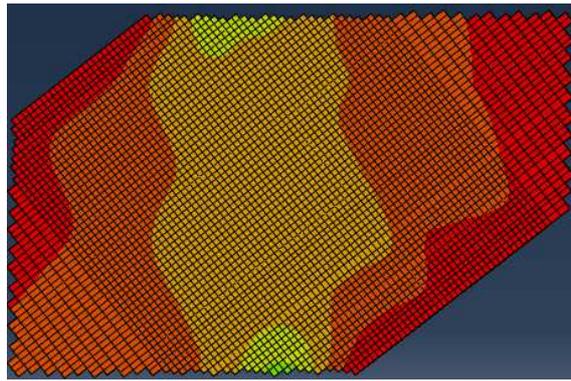


Figura 38. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

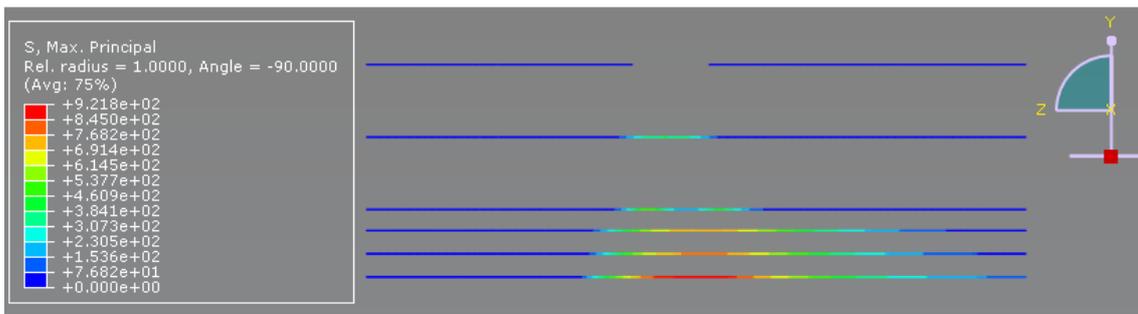


Figura 39. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

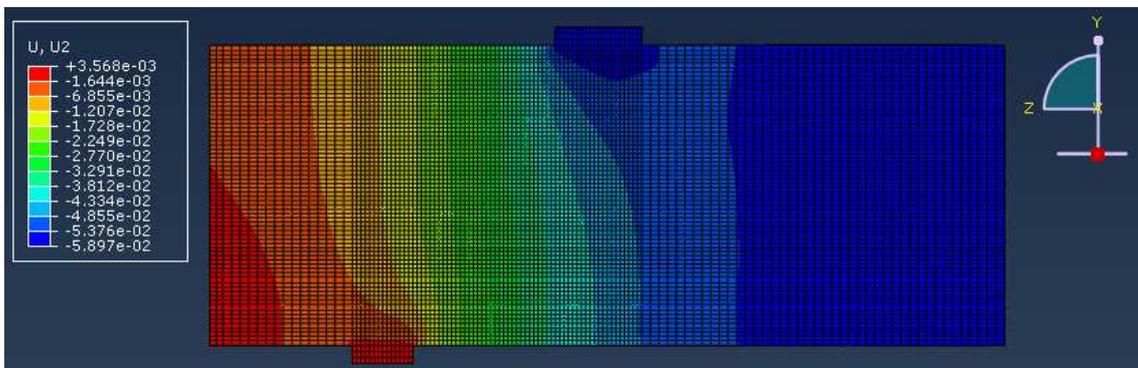


Figura 40. Deformación vertical (eje Y)

8 Análisis resistencia hormigón

8.1 Resistencia hormigón 25 MPa.

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 10*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 41* y *Figura 42*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 43*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 44*.

Tabla 10. Parámetros ensayo resistencia hormigón

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 25 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Biela de compresión formada

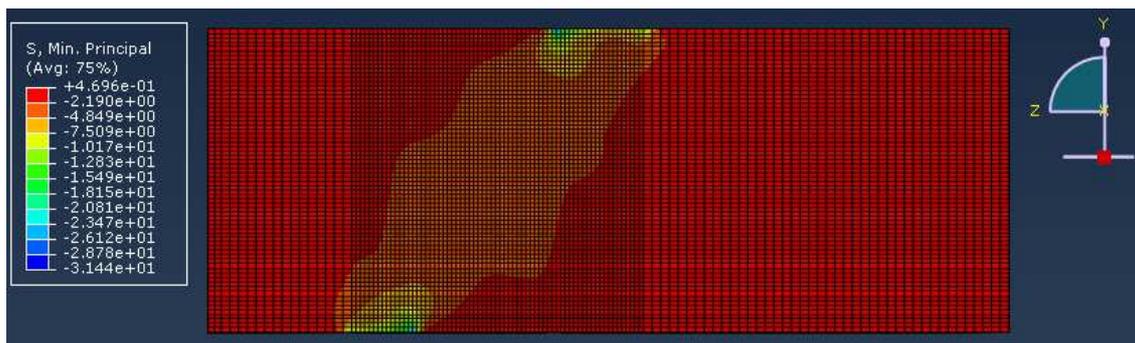


Figura 41. Biela de compresión formada en el hormigón

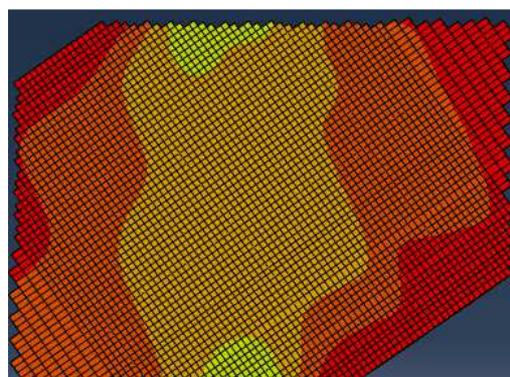


Figura 42. Detalle de la biela de compresión girada 35° ($\alpha=55^\circ$)

Tracción en las armaduras

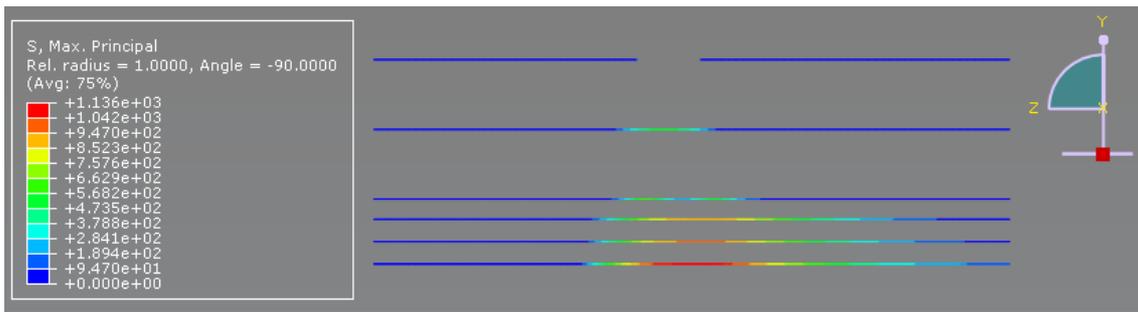


Figura 43. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

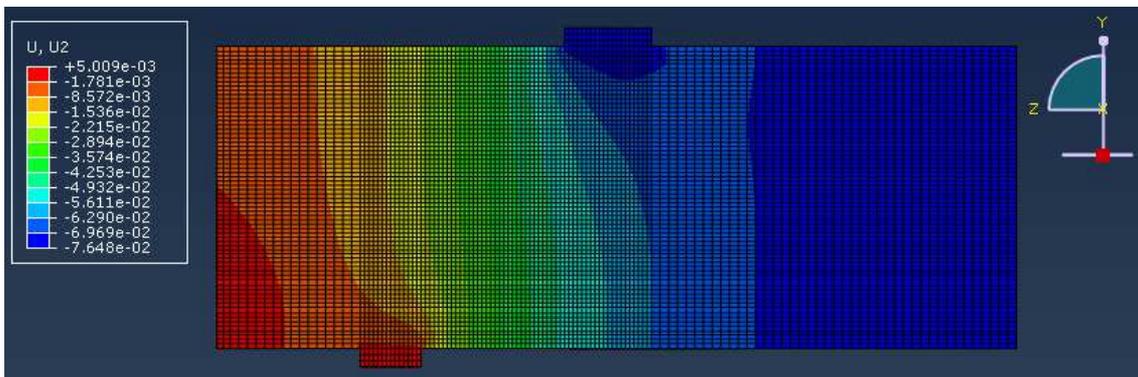


Figura 44. Deformación vertical (eje Y)

8.2 Resistencia hormigón 30 MPa.

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 11*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 45* y *Figura 46*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 47*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 48*.

Tabla 11. Parámetros ensayo resistencia hormigón

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 30 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Biela de compresión formada

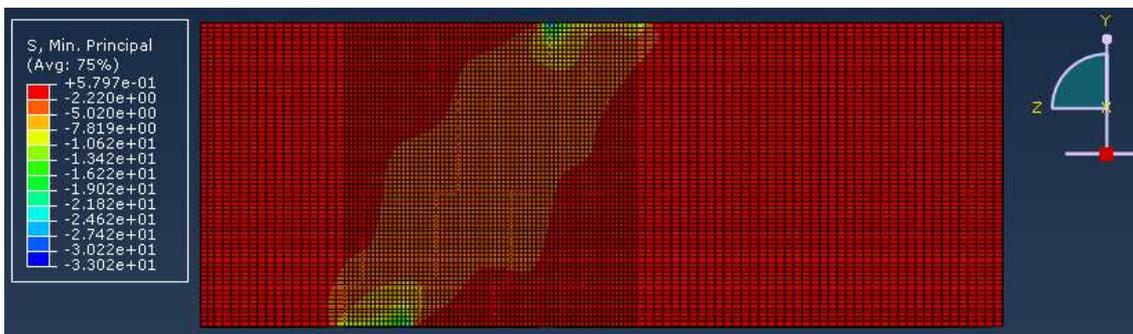


Figura 45. Biela de compresión formada en el hormigón

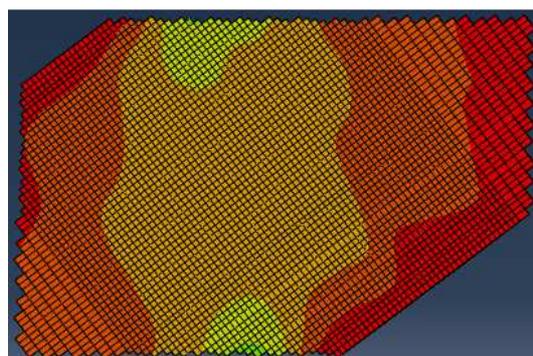


Figura 46. Detalle de la biela de compresión girada 37° ($\alpha=53^\circ$)

Tracción en las armaduras

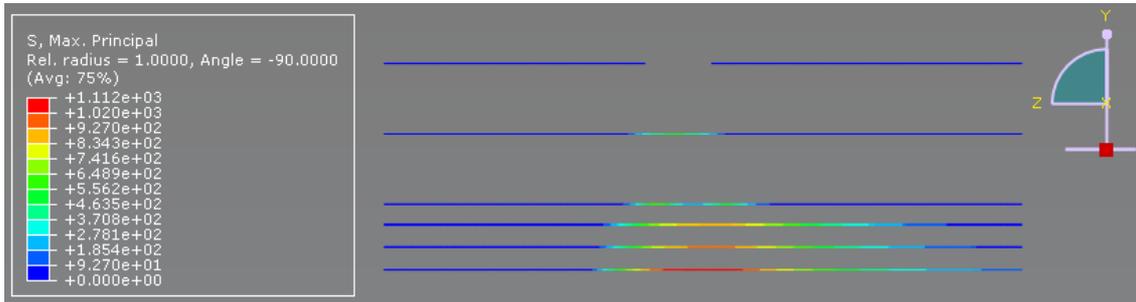


Figura 47. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

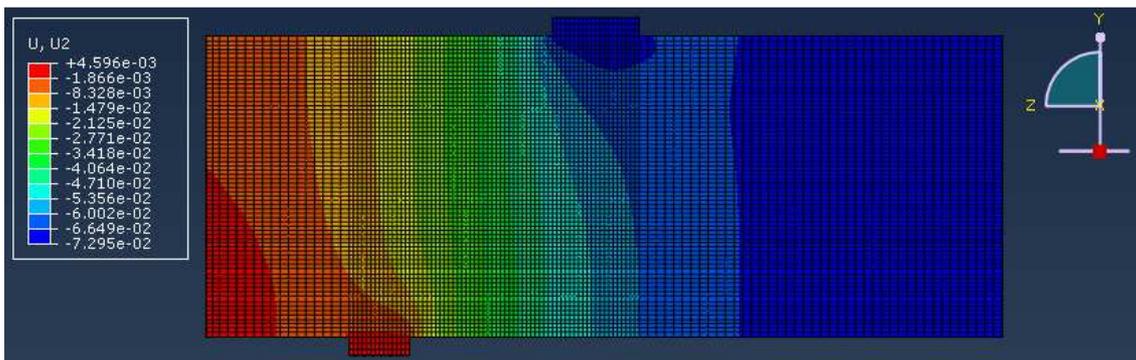


Figura 48. Deformación vertical (eje Y)

8.3 Resistencia hormigón 35 MPa.

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 12*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 49* y *Figura 50*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 51*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 52*.

Tabla 12. Parámetros ensayo resistencia hormigón

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Biela de compresión formada

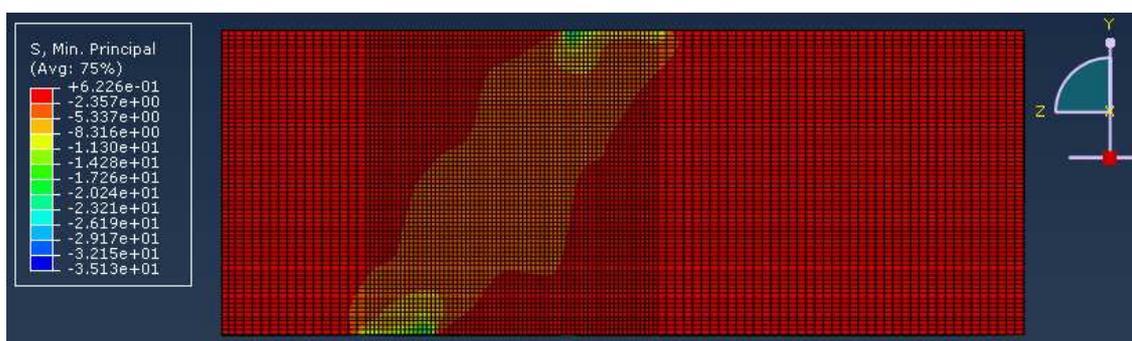


Figura 49. Biela de compresión formada en el hormigón

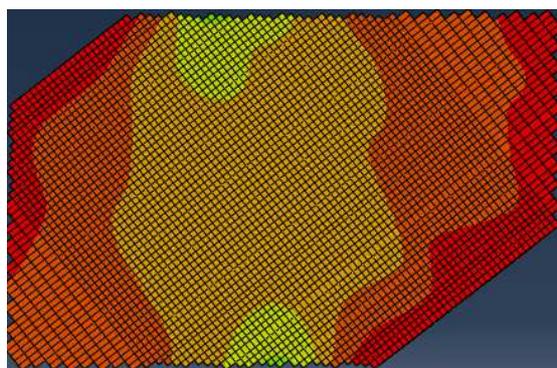


Figura 50. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

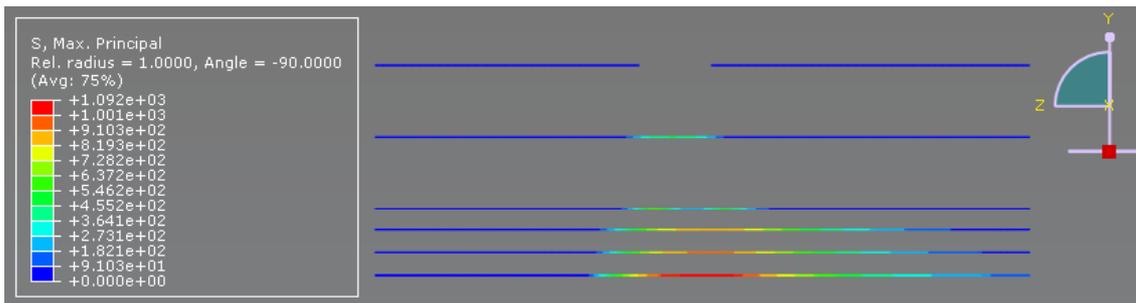


Figura 51. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

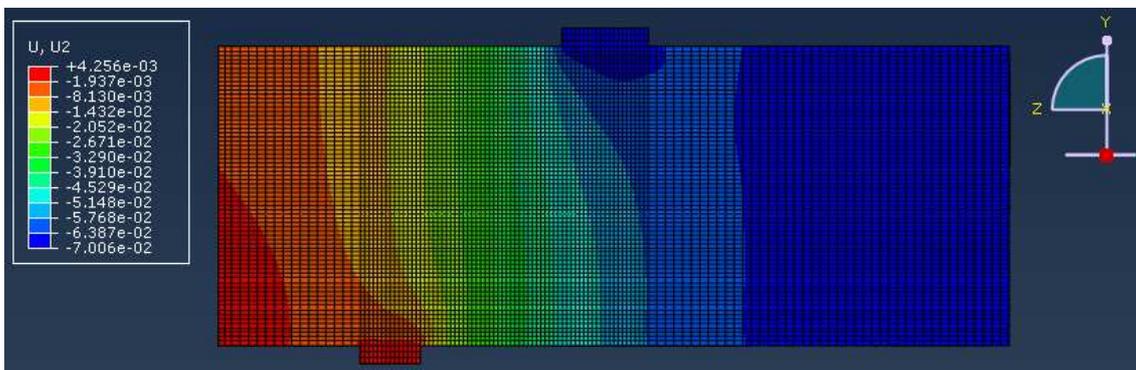


Figura 52. Deformación vertical (eje Y)

8.4 Resistencia hormigón 40 MPa.

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 13*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 53* y *Figura 54*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 55*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 56*.

Tabla 13. Parámetros ensayo resistencia hormigón

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 40 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Biela de compresión formada

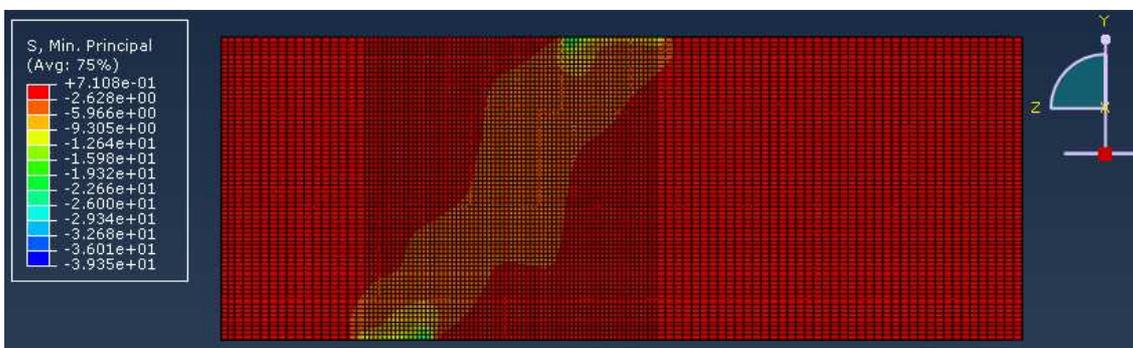


Figura 53. Biela de compresión formada en el hormigón

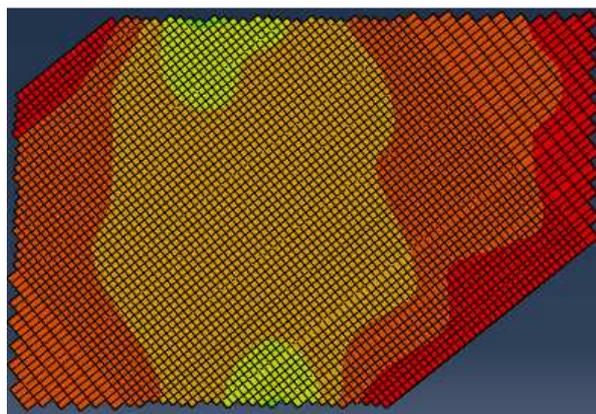


Figura 54. Detalle de la biela de compresión girada 39° ($\alpha=51^\circ$)

Tracción en las armaduras

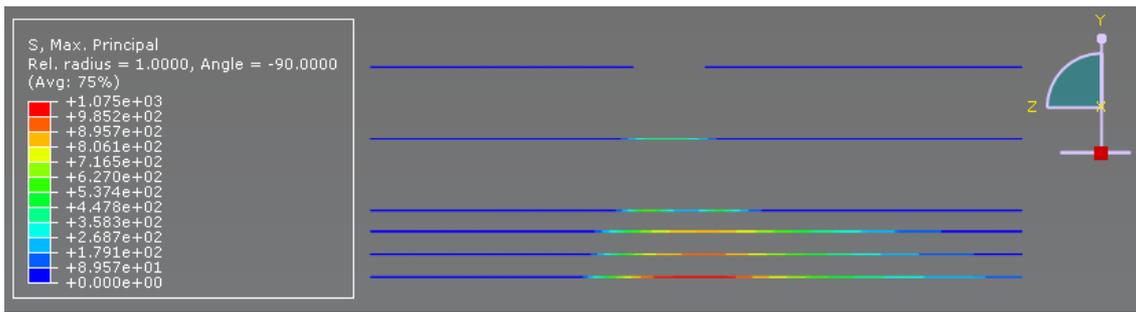


Figura 55. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

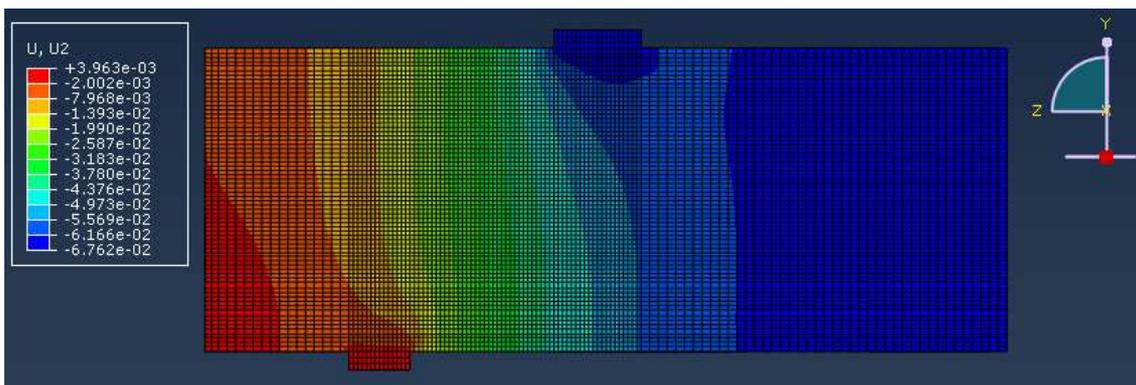


Figura 56. Deformación vertical (eje Y)

9 Análisis relación luz-canto

9.1 Relación luz-canto $a = 250 \text{ mm}$

Este ensayo es el realizado en el modelo, y sus diferentes parámetros son los que se encuentran en la *Tabla 14*, y cuya geometría es la representada en la *Figura 57*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 58* y *Figura 59*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 60*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 61*.

Tabla 14. Parámetros ensayo relación luz-canto

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250 \text{ mm}$
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Geometría de la viga ensayada

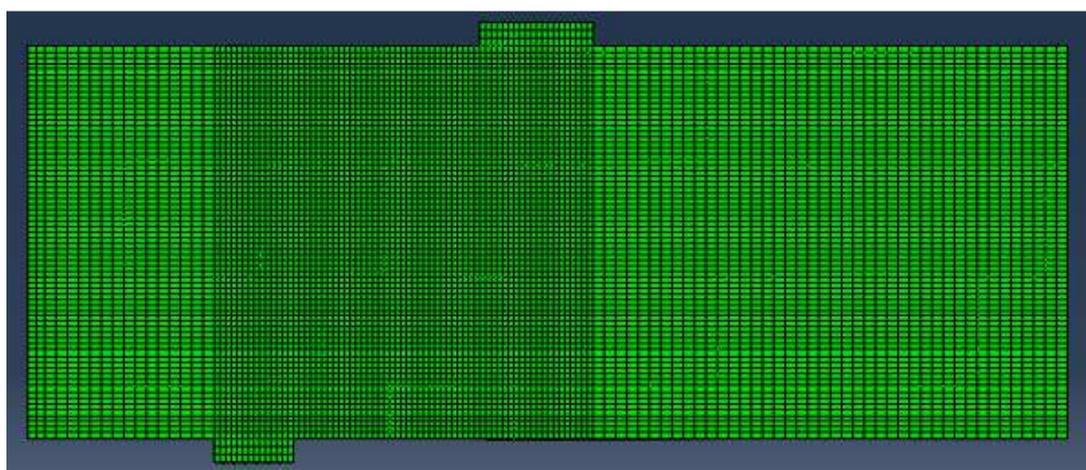


Figura 57. Geometría de la viga con relación luz canto $a = 250 \text{ mm}$

Biela de compresión formada

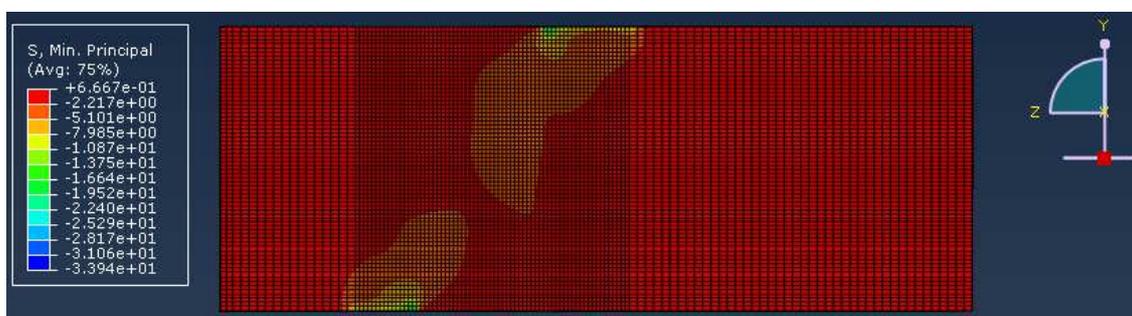


Figura 58. Biela de compresión formada en el hormigón

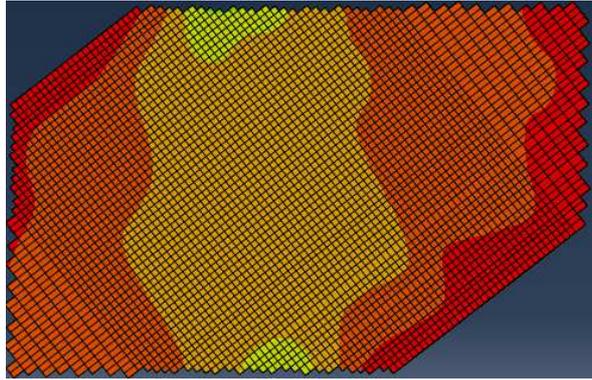


Figura 59. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

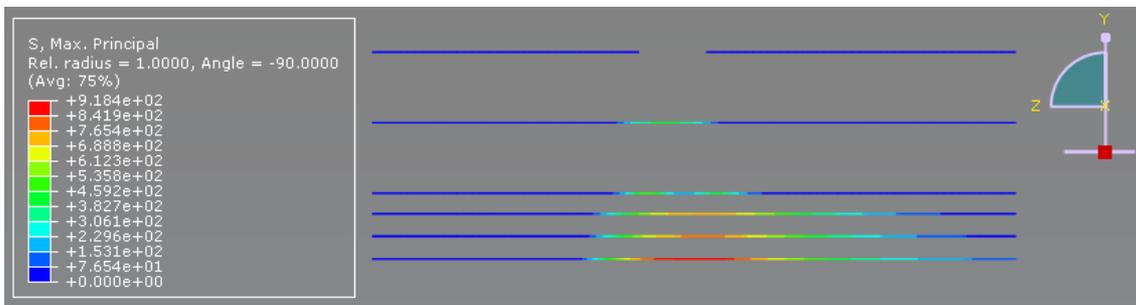


Figura 60. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

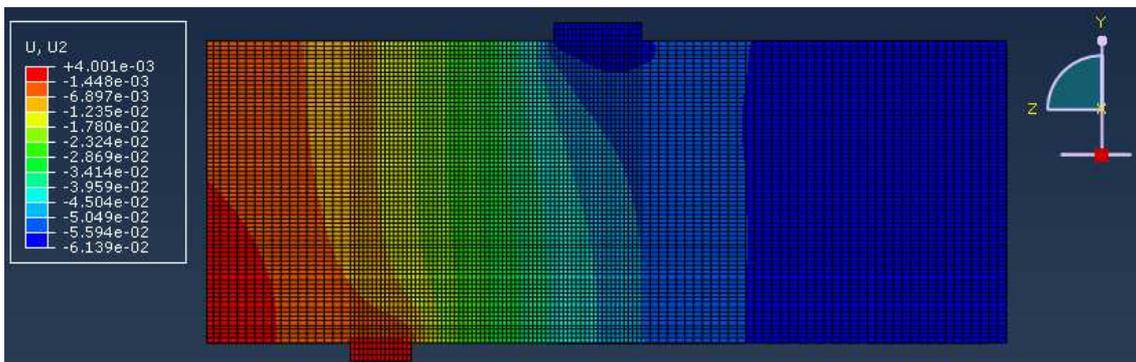


Figura 61. Deformación vertical (eje Y)

9.2 Relación luz-canto $a = 350$ mm

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 15*, y cuya geometría es la representada en la *Figura 62*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 63* y *Figura 64*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 65*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 66*.

Tabla 15. Parámetros ensayo relación luz-canto

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 350$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Geometría de la viga ensayada

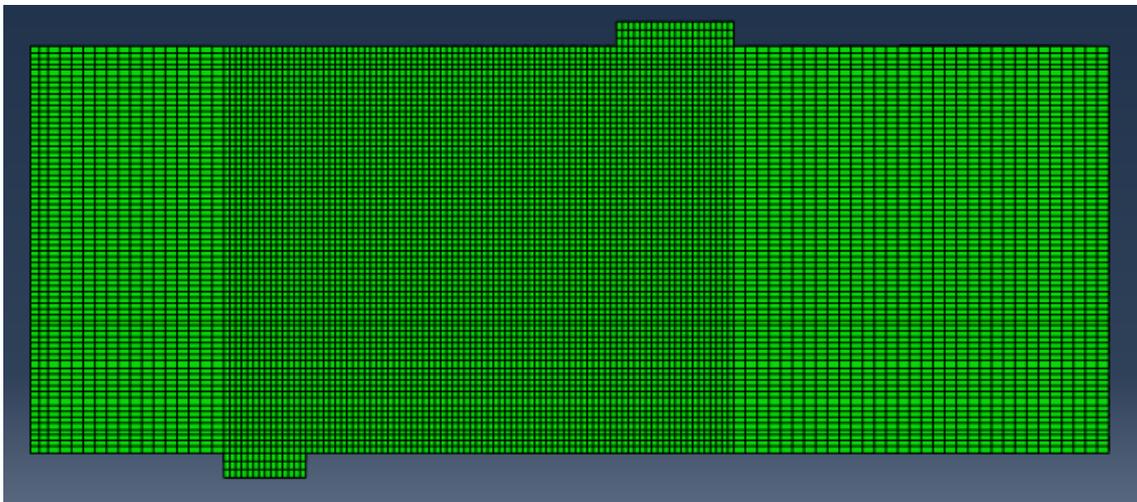


Figura 62. Geometría de la viga con relación luz canto $a = 350$ mm

Biela de compresión formada

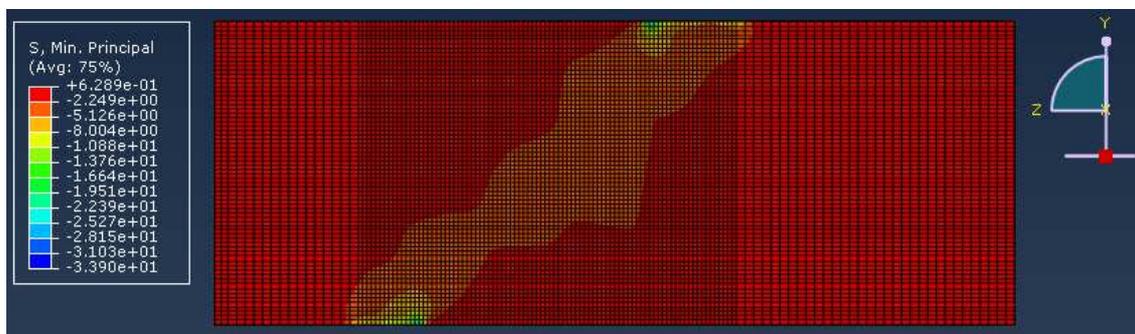


Figura 63. Biela de compresión formada en el hormigón

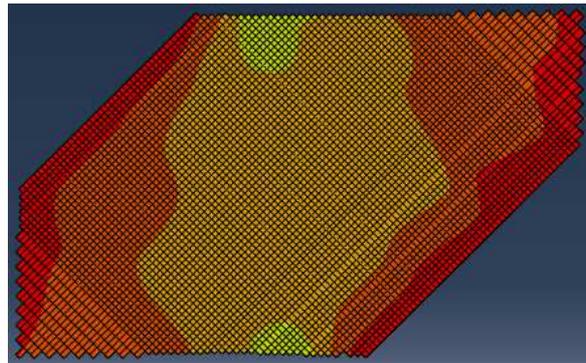


Figura 64. Detalle de la biela de compresión girada 45° ($\alpha=45^\circ$)

Tracción en las armaduras

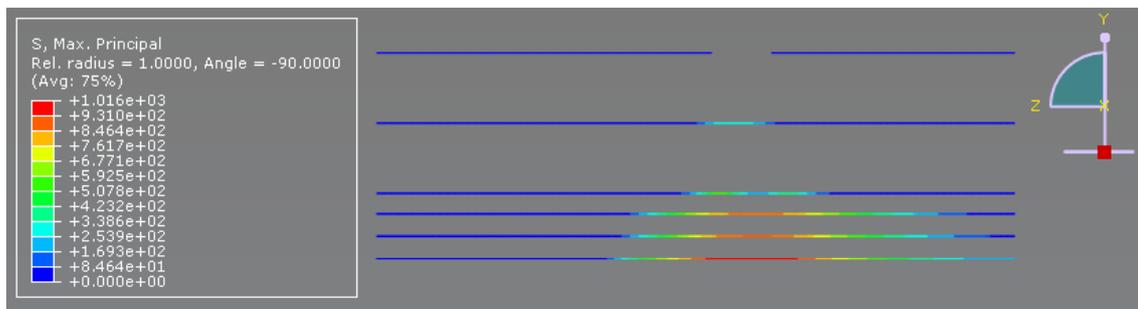


Figura 65. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

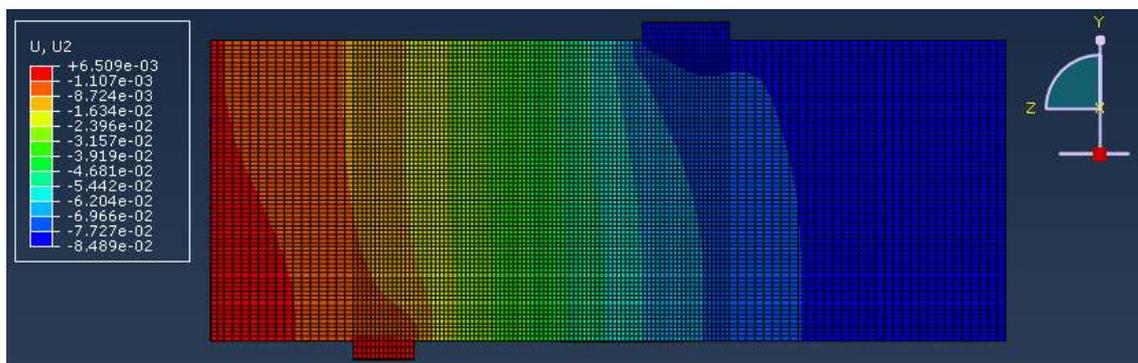


Figura 66. Deformación vertical (eje Y)

9.3 Relación luz-canto $a = 450 \text{ mm}$

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 16*, y cuya geometría es la representada en la *Figura 67*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 68* y *Figura 69*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 70*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 71*.

Tabla 16. Parámetros ensayo relación luz-canto

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 450 \text{ mm}$
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Geometría de la viga ensayada

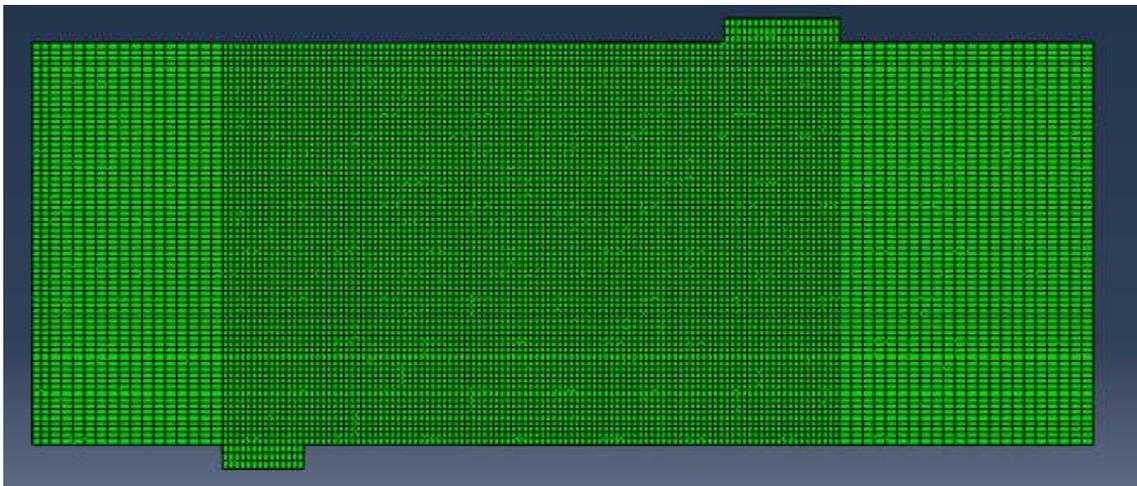


Figura 67. Geometría de la viga con relación luz canto $a = 450 \text{ mm}$

Biela de compresión formada

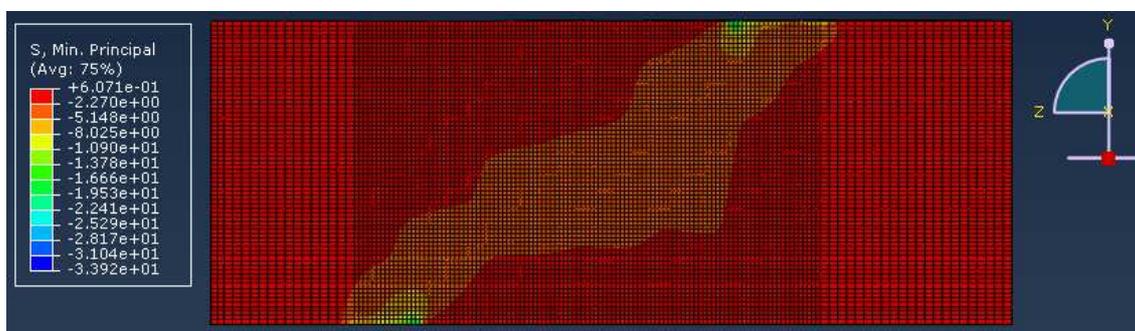


Figura 68. Biela de compresión formada en el hormigón

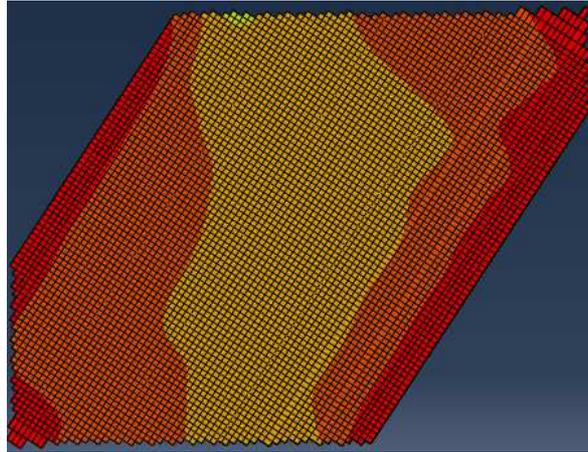


Figura 69. Detalle de la biela de compresión girada 58° ($\alpha=32^\circ$)

Tracción en las armaduras

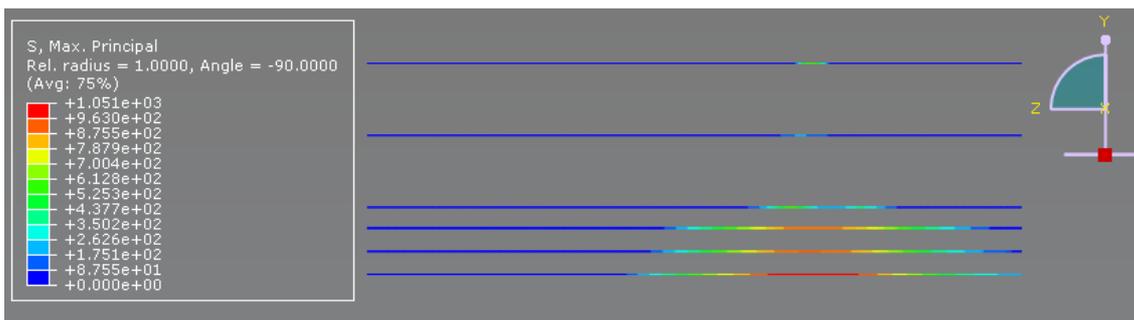


Figura 70. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

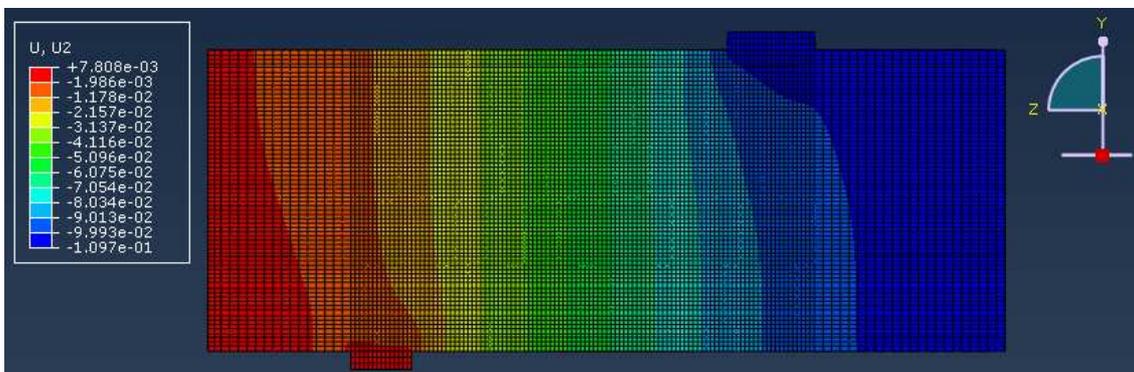


Figura 71. Deformación vertical (eje Y)

9.4 Relación luz-canto a = 550 mm

Los parámetros utilizados para dicho ensayo son los recogidos en la *Tabla 17*, y cuya geometría es la representada en la *Figura 72*. También se puede observar la biela de compresión formada en el hormigón, *Figura 73* y *Figura 74*, la tracción que absorben los refuerzos, *Figura 75*, y las deformaciones verticales en toda la viga ensayada, *Figura 76*.

Tabla 17. Parámetros ensayo relación luz-canto

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. a = 550 mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

Geometría de la viga ensayada

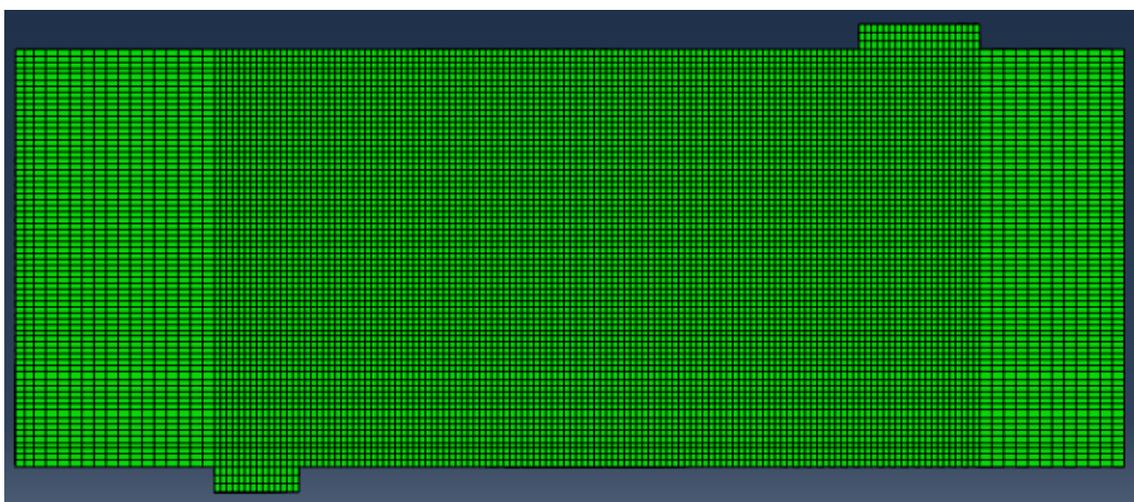


Figura 72. Geometría de la viga con relación luz/canto a = 550 mm

Biela de compresión formada



Figura 73. Biela de compresión formada en el hormigón

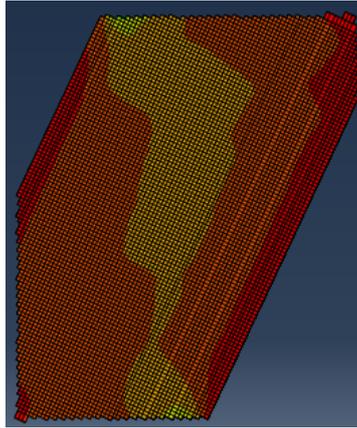


Figura 74. Detalle de la biela de compresión girada 70° ($\alpha=20^\circ$)

Tracción en las armaduras

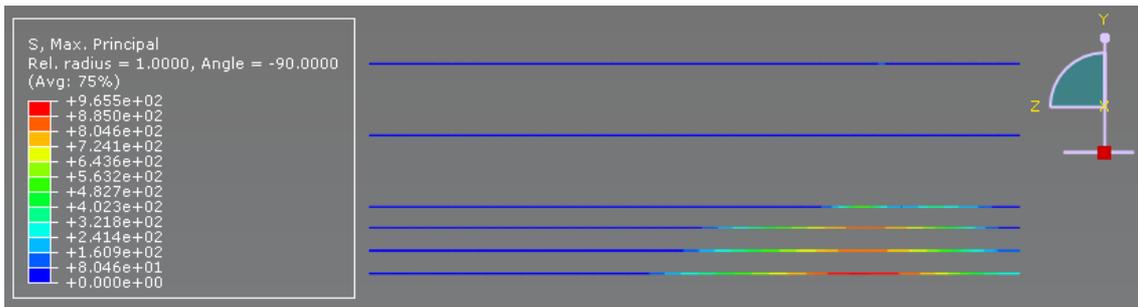


Figura 75. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

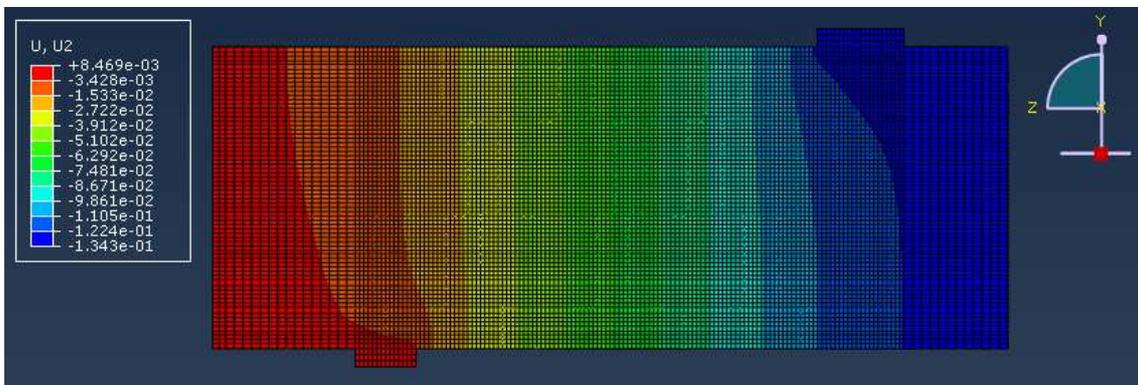


Figura 76. Deformación vertical (eje Y)

10 Análisis armadura

Para el análisis de la influencia de la armadura principal se ha decidido aumentar el diámetro de los refuerzos colocados en la propia viga. Para ello se han utilizado tres diferentes tamaños, $\varnothing 16\text{mm}$ (es el caso descrito en la memoria, ver *Tabla 18*), $\varnothing 20\text{mm}$ y $\varnothing 25\text{mm}$. Se comprobará su influencia tanto en la tracción que se origina en la armadura como la compresión producida en el propio hormigón. También se observará su influencia en la capacidad portante de la armadura así como en la carga máxima admisible del conjunto. Los diferentes parámetros son los comentados en la memoria para el modelo, y la única diferencia reside en el diámetro del refuerzo.

Tabla 18. Parámetros del modelo inicial

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250\text{ mm}$
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

10.1 Diámetro refuerzo $\varnothing = 16\text{ mm}$.

Biela de compresión formada

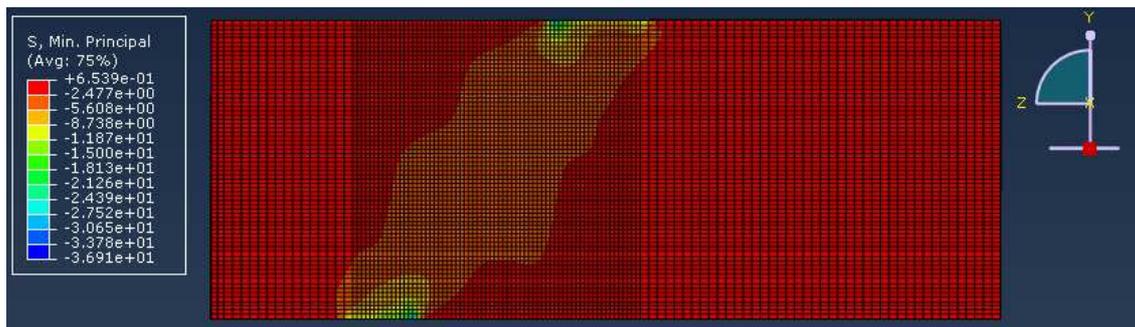


Figura 77. Biela de compresión formada en el hormigón

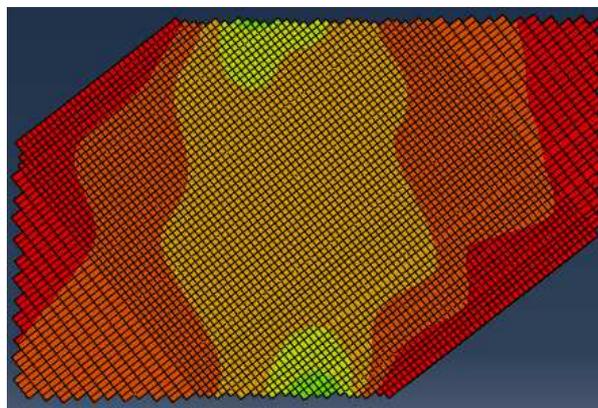


Figura 78. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

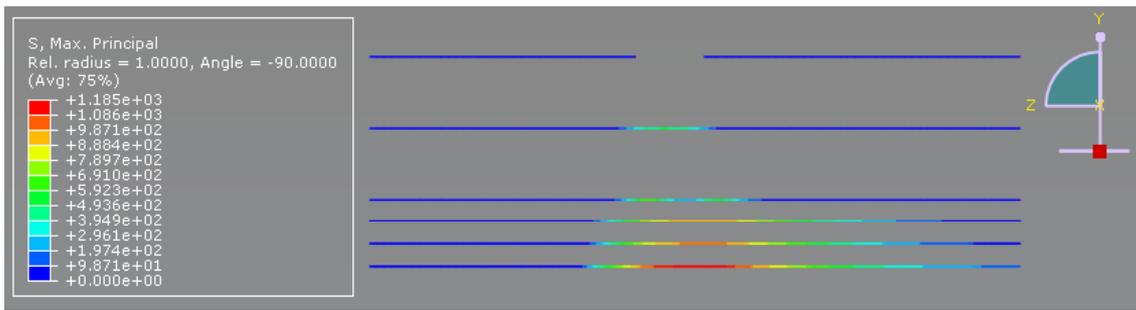


Figura 79. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

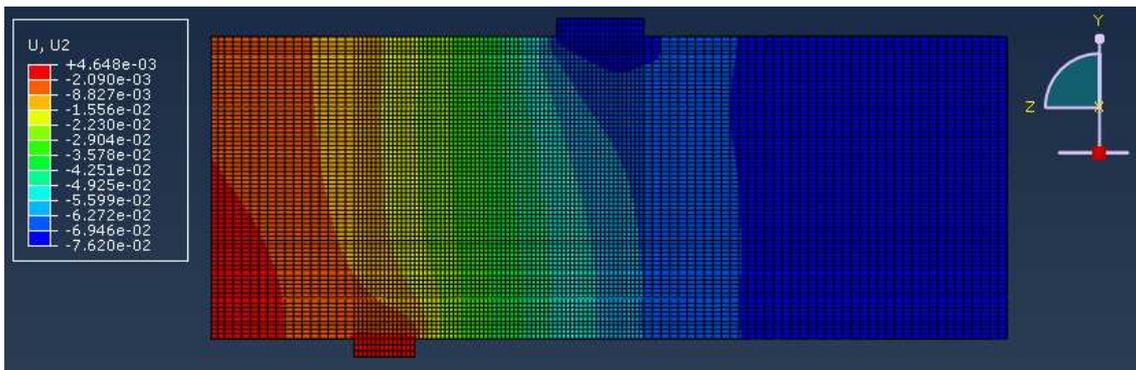


Figura 80. Deformación vertical (eje Y)

10.2 Diámetro refuerzo $\varnothing = 20$ mm.

Biela de compresión formada

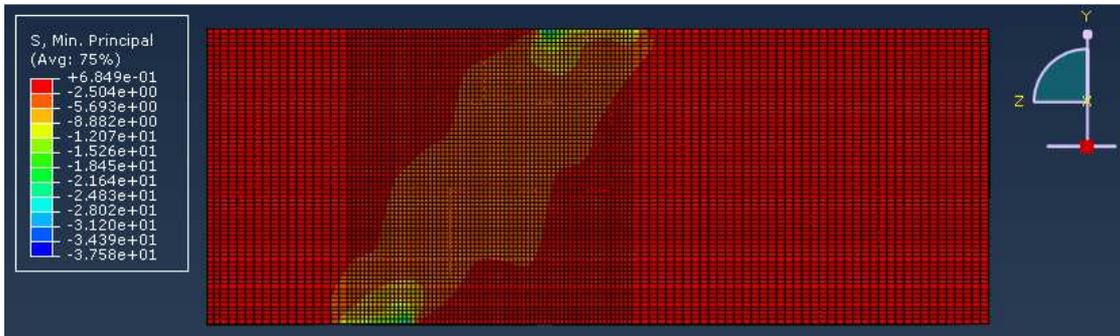


Figura 81. Biela de compresión formada en el hormigón



Figura 82. Detalle de la biela de compresión girada 42° ($\alpha=48^\circ$)

Tracción en las armaduras

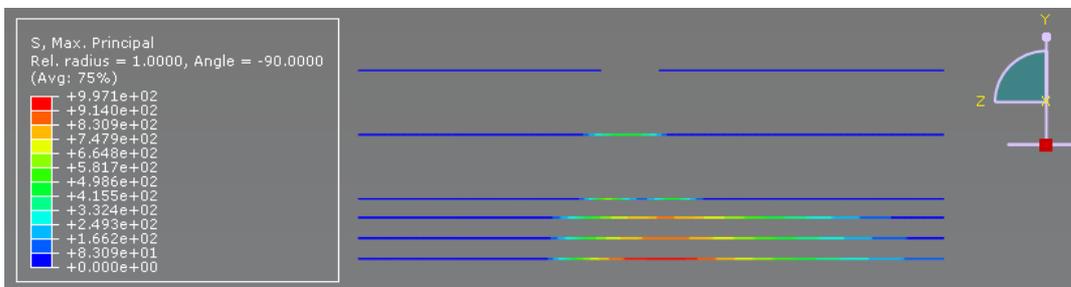


Figura 83. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

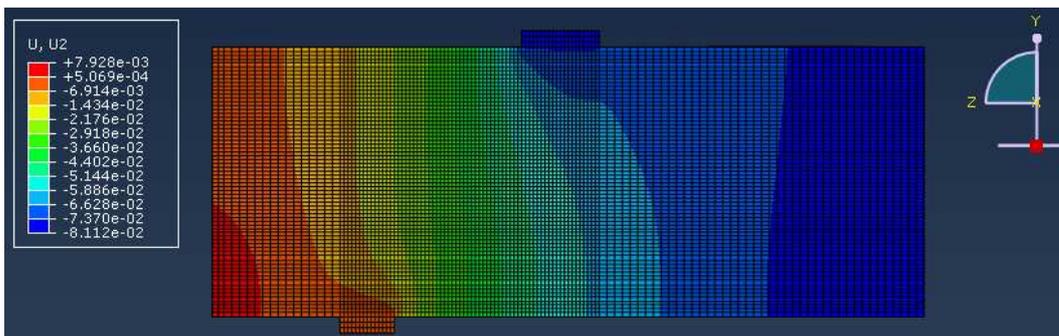


Figura 84. Deformación vertical (eje Y).

10.3 Diámetro refuerzo $\varnothing = 25$ mm.

Biela de compresión formada

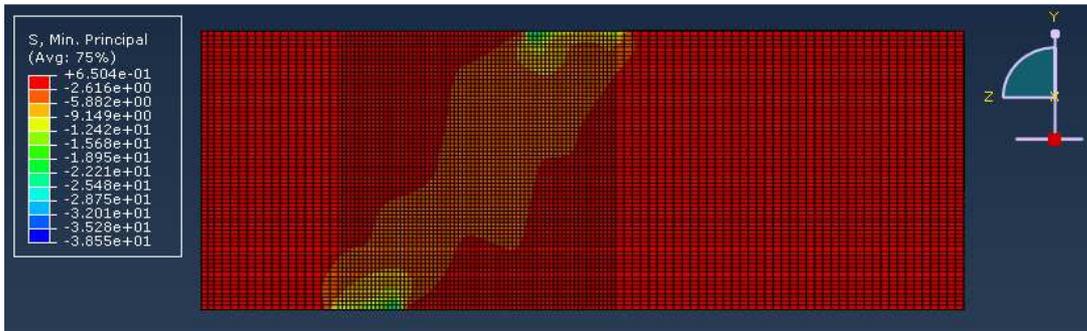


Figura 85. Biela de compresión formada en el hormigón.

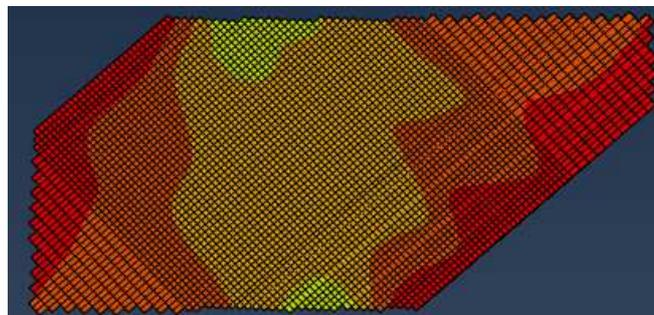


Figura 86. Detalle de la biela de compresión girada 44° ($\alpha=46^\circ$).

Tracción en las armaduras

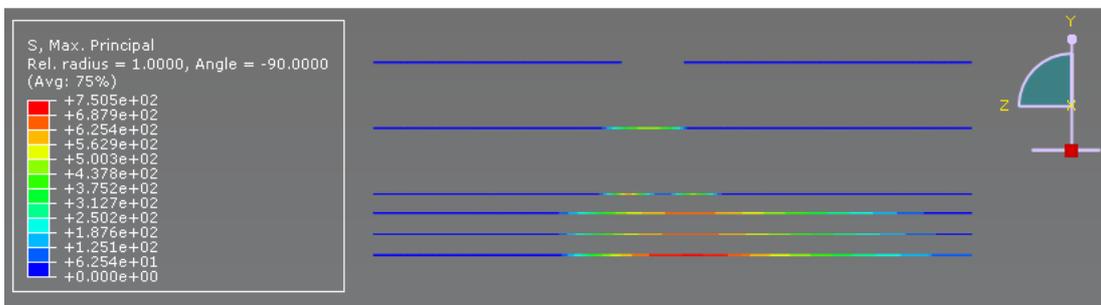


Figura 87. Máx. Principal (tracción) en las armaduras.

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

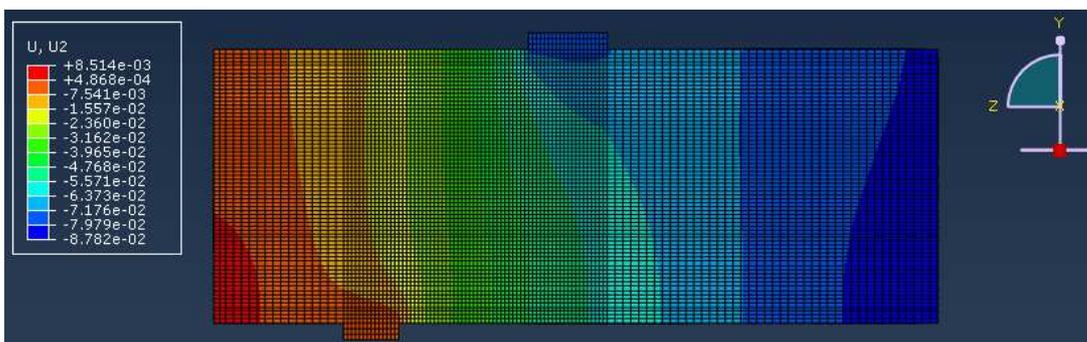


Figura 88. Deformación vertical (eje Y).

11 Análisis estribos

En el presente análisis se puede observar la influencia del tamaño de los estribos, es decir, al igual que en el análisis de la armadura principal el modelo utilizado es el descrito en la memoria, con la única salvedad de la utilización de estribos de diferentes tamaños de diámetro. Para ello se ensayará con estribos de $\varnothing 6$ mm (es el modelo descrito en la memoria, ver *Tabla 19*), $\varnothing 8$ mm y $\varnothing 10$ mm.

Tabla 19. Parámetros del modelo inicial

Malla	Malla de 5 mm.
Luz/canto	Relación luz/canto mostrada en la Figura IV.1. $a = 250$ mm
Resistencia hormigón	Resistencia de proyecto del hormigón de 35 MPa.
Tension-stiffening	Función tension-stiffening realizada por Massicotte.

11.1 Diámetro estribo $\varnothing = 6$ mm.

Biela de compresión formada

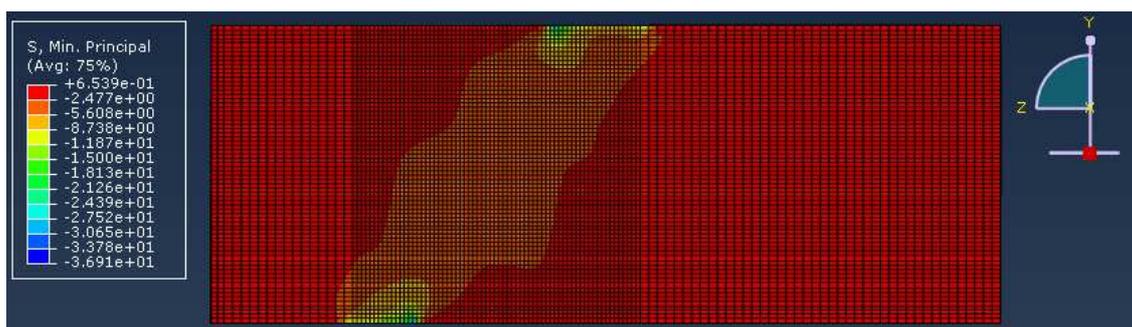


Figura 89. Biela de compresión formada en el hormigón

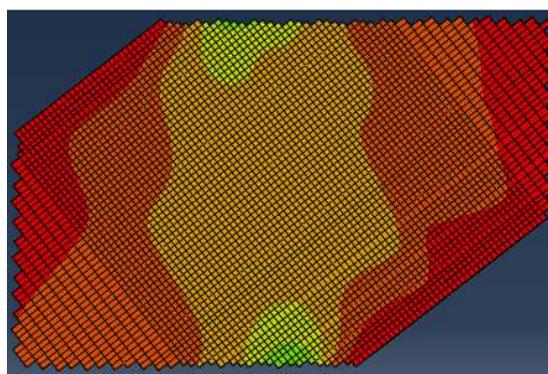


Figura 90. Detalle de la biela de compresión girada 38° ($\alpha=52^\circ$)

Tracción en las armaduras

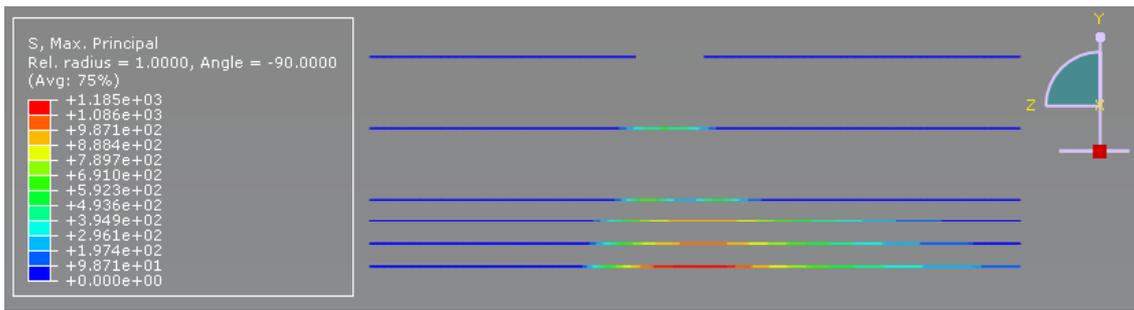


Figura 91. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

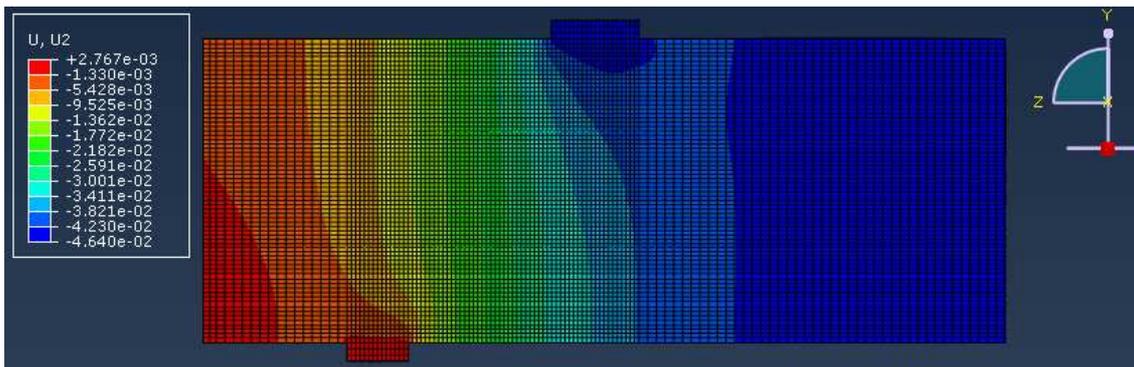


Figura 92. Deformación vertical (eje Y)

11.2 Diámetro estribo $\varnothing = 8 \text{ mm}$.

Biela de compresión formada

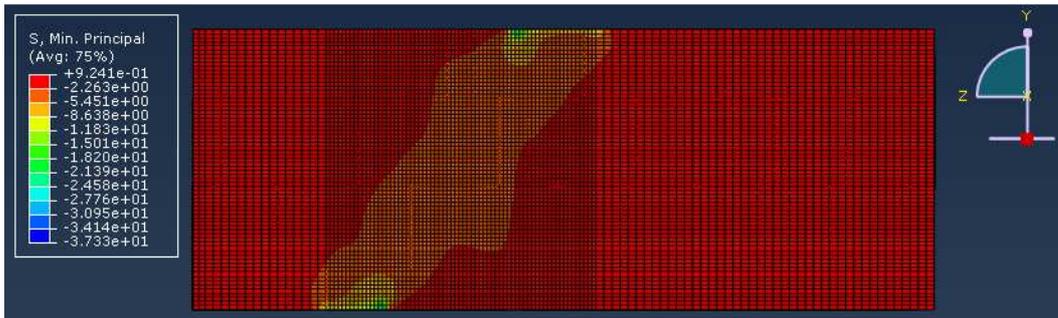


Figura 93. Biela de compresión formada en el hormigón

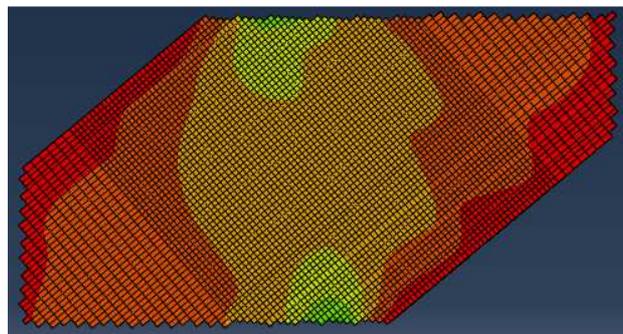


Figura 94. Detalle de la biela de compresión girada 36° ($\alpha=54^\circ$)

Tracción en las armaduras

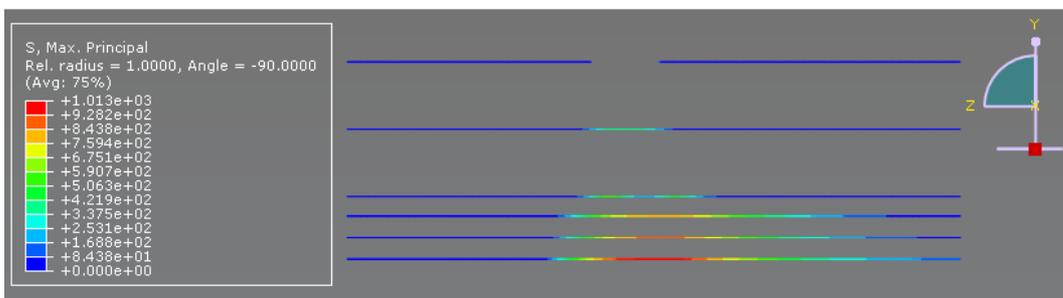


Figura 95. Máx. Principal (tracción) en las armaduras.

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

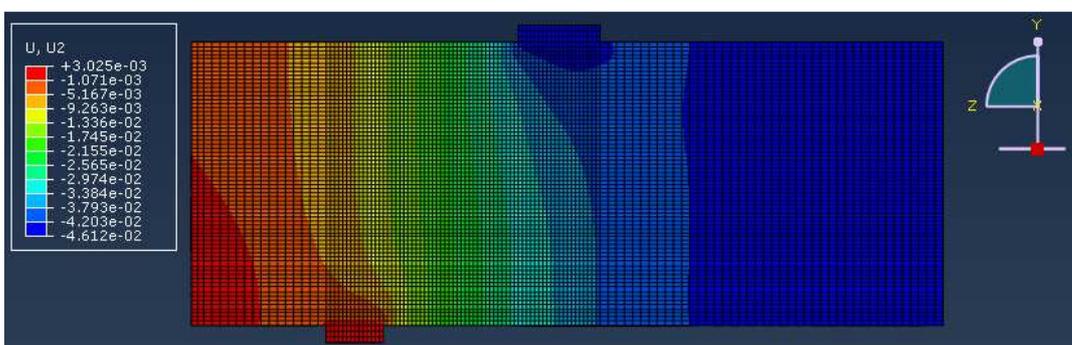


Figura 96. Deformación vertical (eje Y)

11.3 Diámetro estribo $\emptyset = 10$ mm.

Biela de compresión formada

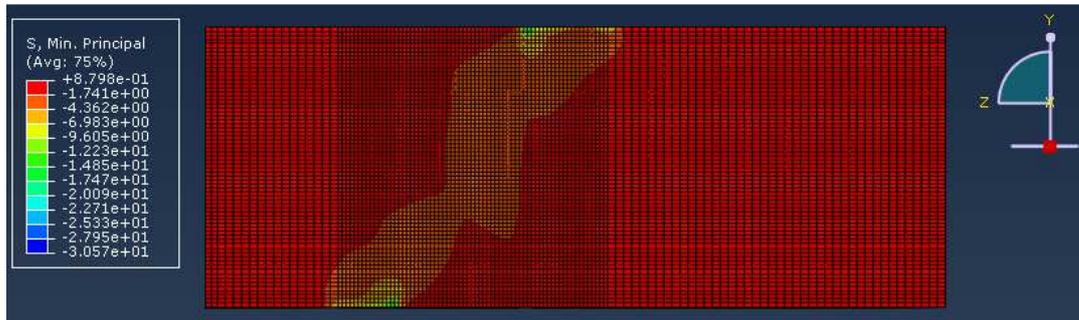


Figura 97. Biela de compresión formada en el hormigón

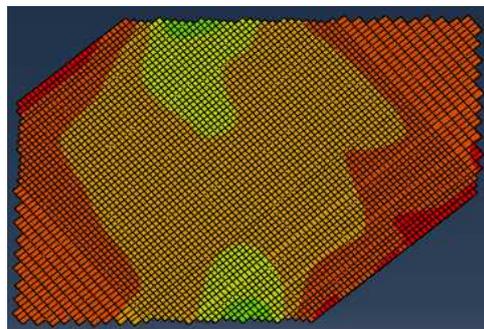


Figura 98. Detalle de la biela de compresión girada 35° ($\alpha=55^\circ$)

Tracción en las armaduras

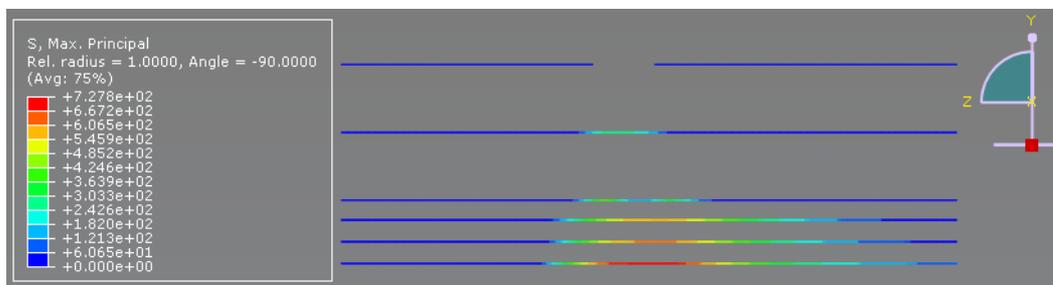


Figura 99. Máx. Principal (tracción) en las armaduras

Deformaciones verticales (eje Y) en la viga

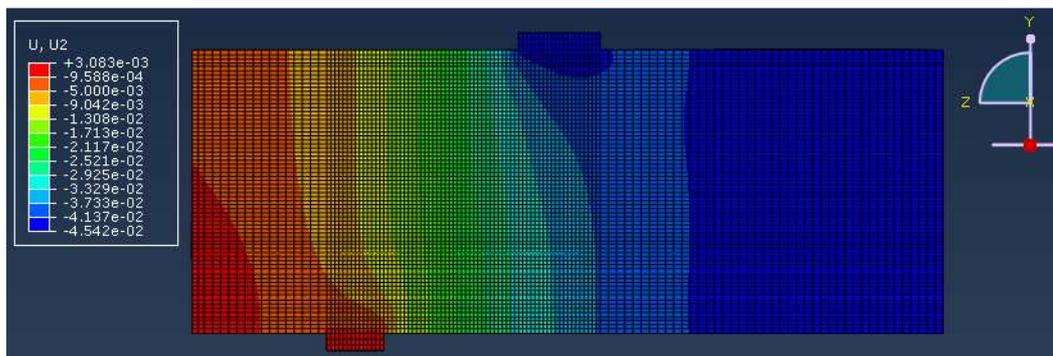


Figura 100. Deformación vertical (eje Y)

Referencias

- [1] Blog sobre ingeniería: <http://normastecnicasingenieria.blogspot.com.es/2009/11/a1-definiciones-ii.html>
- [2] Luis Gracia Villa, Elena Ibarz Montaner, Copy Center Digital (2013), "Estructuras de hormigón armado".
- [3] Javier Rodríguez Val, Editorial Club Universitario (2010), "Estructuras de la edificación".
- [4] Javier Alberca Rosa (2012), Universidad Politécnica de Cataluña, "Análisis y evaluación de regiones D reparadas o reforzadas".
- [5] Ministerio de Fomento, Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08 (2008), "Capítulo XII Elementos estructurales, Artículo 64º Ménsulas cortas y apoyos a media madera".
- [6] Blog sobre ingeniería y arquitectura: <http://www.soloarquitectura.com/foros/threads/flecha-de-una-viga-de-seccion-variable.36419/>
- [7] Pablo Zamora Pascual, Universidad Politécnica de Cataluña, "Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes".
- [8] Ministerio de Fomento, Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08 (2008), "Capítulo IX Capacidad resistente de bielas, tirantes y nudos, Artículo 40º".
- [9] Apéndice A de ACI-318 (2002) Norma de Estados Unidos, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, Capítulo 17".
- [10] Ministerio de Fomento, Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08 (2008), "Capítulo XII Elementos estructurales, Artículo 63º Vigas de gran canto".
- [11] Panjehpour M, Chai HK, Voo YL. Refinement of Strut-and-Tie Model for Reinforced Concrete Deep Beams. PLoS one. 2015;10(6).
- [12] Imagen exportada de Abaqus.
- [13] Imagen exportada de I-DEAS.
- [14] S. Alih y A. Khelil. Tension stiffening parameter in composite concrete reinforced with inoxydable steel: Laboratory and finite element analysis. World Academy of Science, Engineering and Technology, 2012; 6.
- [15] Massicotte B., Elwi, A., and MacGregor, J. Tension Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members. Journal of Structural Engineering. 1990;116(11):3039-58.
- [16] Allam SM, Shoukry M.S., Rashad G.E., Hassan A.S. Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. Alexandria Engineering Journal. 2013; 52(2): 163-73.

[17] Wahalathantri, B.L. et al. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using Abaqus, eddBE2011 Proceedings, 224-226.

[18] Figura realizada para la explicación del equilibrio de nudo.

[19] Gráfica realizada mediante Microsoft Excel.

[20] Ministerio de Fomento, Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08 (2008), "Capítulo VIII Datos de los materiales para el proyecto, Artículo 39º Características del hormigón".

[21] Blog de internet: "Diagrama tensión-deformación":
<http://www.monografias.com/trabajos72/diagrama-esfuerzo-deformacion/diagrama-esfuerzo-deformacion2.shtml>

[22] Ministerio de Fomento, Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE-08 (2008), "Capítulo VIII Datos de los materiales para el proyecto, Artículo 38º Características de las armaduras".