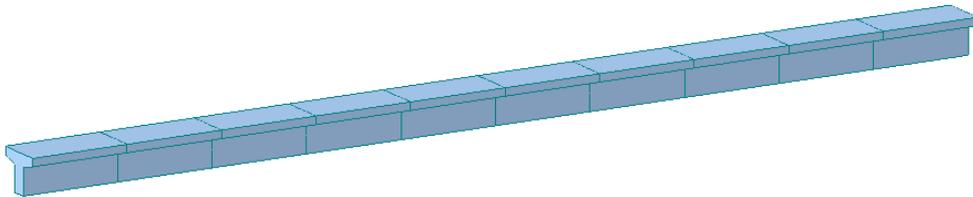




**ESCUELA SUPERIOR DE
INGENIEROS
UNIVERSIDAD DE SEVILLA
Departamento de M.M.C. y
Teoría de Estructuras**



Análisis de la construcción y el ensayo de una viga de hormigón pretensado- postesado



Alumno: Juan Ignacio Gómez Montoro

Tutor: Héctor Cifuentes Bulté

Julio 2011

INDICE

| | |
|--|-----------|
| CAPITULO 1: INTRODUCCION Y OBJETIVOS | 4 |
| 1.1 Introducción | 5 |
| 1.2 Objetivos..... | 7 |
| CAPITULO 2: DEFINICION DEL PROBLEMA..... | 9 |
| 2.1 Geometría y cargas aplicadas | 10 |
| 2.2 Sistema de encofrado..... | 11 |
| CAPITULO 3: DISEÑO DE MOLDES | 13 |
| 3.1 Condiciones que debe reunir el encofrado | 14 |
| 3.2 Elección del material..... | 14 |
| 3.3 Geometría..... | 15 |
| 3.4 Partes de encofrado | 16 |
| 3.4.1 Fondo..... | 16 |
| 3.4.2 Laterales | 18 |
| 3.4.3 Piezas finales..... | 25 |
| CAPITULO 4: ARMADURA PASIVA..... | 27 |
| 4.1 Armadura longitudinal..... | 28 |
| 4.2 Armadura transversal | 31 |
| 4.3 Recubrimientos de armadura pasiva y activa | 31 |
| 4.3.1 Recubrimientos de armadura pasiva | 31 |
| 4.3.2 Recubrimientos de armadura activa | 32 |
| 4.4 Anclajes de las armaduras pasivas | 33 |
| CAPITULO 5: ARMADURA ACTIVA..... | 36 |
| 5.1 Cordones de pretensado | 37 |
| 5.2 Central hidráulica y gato | 38 |
| 5.3 Vainas de armadura activa | 40 |

| | |
|---|-----------|
| 5.4 Productos de inyección..... | 41 |
| 5.5 Anclajes | 42 |
| 5.6 Accesorios | 44 |
| CAPITULO 6: MANIPULACION DE LA VIGA EN EL TALLER | 46 |
| 6.1 Sujeciones | 47 |
| 6.2 Situación de las sujeciones | 48 |
| CAPITULO 7: SIMULACION | 54 |
| 7.1 Definición del modelo | 55 |
| 7.2 Acción del pretensado | 56 |
| 7.2.1 Orden de pretensado | 56 |
| 7.2.1.1 Primer tesado | 56 |
| 7.2.1.2 Segundo tesado | 61 |
| 7.2.1.3 Tercer tesado | 64 |
| 7.2.1.4 Cuarto tesado..... | 67 |
| 7.2.2 Deformaciones..... | 69 |
| 7.2.3 Tensiones | 71 |
| 7.2.4 Esfuerzos..... | 72 |
| 7.3 Aplicación de la carga..... | 74 |
| 7.3.1 Carga de rotura..... | 74 |
| 7.3.2 Deformación de rotura | 79 |
| 7.3.3 Tensión de rotura..... | 81 |
| 7.3.4 Esfuerzos de rotura..... | 82 |
| ANEXOS I: PLANOS | 85 |
| ANEXO II: ARCHIVOS DE MATHCAD | 86 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 87 |

CAPITULO 1: INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

El Grupo de Estructuras de la Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla ha realizado en los últimos años diferentes estudios acerca de las estructuras de hormigón pretensado. Fruto de ello, se realizó el proyecto fin de carrera "*Diseño y análisis de una viga de diez metros de longitud fabricada de hormigón pretensado-postesado y tendón recto no adherente*", realizado por el alumno Francisco Rivas Ordoñez en Octubre de 2009 y cuyo tutor fue D. Fernando Medina Encina.

Este proyecto nace como continuación del anterior, y en él se llevará a cabo el análisis de la construcción y posterior ensayo de la viga diseñada en el proyecto de Francisco Rivas. Para ello se utilizará un equipo de pretensado adquirido por el Grupo de Estructuras en el año 2009 y que hasta el día de hoy no han sido utilizados.

El hormigón pretensado surge de la búsqueda consciente de una alternativa que permita superar ciertas limitaciones encontradas por la técnica del hormigón armado.

Se entiende por pretensado la aplicación controlada de una tensión al hormigón mediante el tesado de tendones de acero. Los tendones serán de acero de alta resistencia y pueden estar constituidos por alambres, cordones o barras.

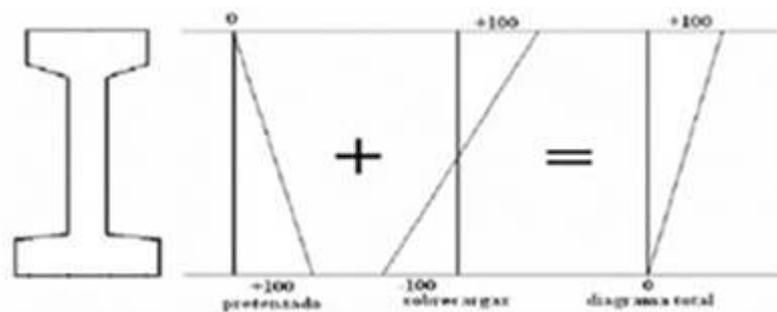
Tipológicamente, sabemos que en la viga, el esfuerzo predominante es la flexión. En las secciones de la pieza, esta sollicitación se traduce en una distribución de tensiones con zonas comprimidas y traccionada situadas en bordes opuestos. La existencia de una zona traccionada, junto a la circunstancia de que el hormigón resiste poca tracción, y de forma poco fiable, hará necesario disponer en esa zona armaduras de acero para resistir los esfuerzos de tracción.

Este razonamiento estructural elemental ha permitido realizar piezas de hormigón armado que trabajen a flexión. Dentro de cierta escala de dimensiones, el razonamiento era válido: para pequeñas luces, secciones modestas y poca armadura; para mayores luces, secciones grandes y mucha armadura. Pero cuando las luces resultan ser realmente grandes, nos encontramos con un límite físico, impuesto por el peso propio de la viga de hormigón armado, el cual genera elevados esfuerzos de tracción en las secciones del elemento.

Para superar este inconveniente surge la idea del hormigón pretensado, consistente en la eliminación de los esfuerzos de tracción del hormigón

mediante la introducción de tensiones artificiales de compresión antes de la aplicación de las cargas exteriores y que, superpuestas con estas, las tensiones totales permanentes, y para todas las hipótesis consideradas queden comprendidas entre los límites que el material puede soportar indefinidamente.

Al salir una viga pretensada del taller, toda la sección trabaja a compresión y la repartición de esfuerzos es un diagrama triangular, teniendo un valor cero en el vértice superior y la fatiga máxima admisible para el hormigón en la parte inferior.



Distribución de tensiones en el pretensado

Al entrar en servicio la viga, en ella tienen lugar unos esfuerzos de compresión y tracción que sumados con el esfuerzo de pretensado de la viga, resulta un diagrama cuya sección está sometida íntegramente a compresión, obteniéndose, de esta manera, un elemento trabajando a flexión en el que se han eliminado totalmente los esfuerzos de tracción.

Con todo esto, las ventajas del hormigón pretensado frente al hormigón armado son numerosas, y entre las más importantes podemos destacar las siguientes:

- Eliminación de las fisuras por estar sometido a esfuerzos de compresión bajo todas las hipótesis de carga.
- Comportamiento elástico y utilización de la sección total.
- Permite salvar grandes luces con cantos muy reducidos.
- Ahorro de acero debido a la posibilidad de utilizar totalmente la armadura hasta cerca de su límite elástico y, como consecuencia, una reducción en la cuantía.
- Aligeramiento de la construcción y, por tanto, reducción de las secciones de elementos sustanciales como pilares y cimentaciones.
- Eleva la durabilidad de la sección.

No obstante, el hormigón pretensado ofrece algunas desventajas como la aplicación del pretensado en obras de pequeña y mediana importancia, así como en la fabricación de elementos pretensados en serie donde se necesitan grandes inversiones de capital.

1.2 Objetivos

Según la fase del proceso de ejecución en la que se introduce el esfuerzo de pretensado en las armaduras activas, se distinguen dos tipos de hormigón pretensado:

- Hormigón pretensado con armadura pretesa, realizándose el tesado antes del vertido y endurecimiento del hormigón.
- Hormigón pretensado con armadura postesa, realizándose el tesado después del vertido y endurecimiento del hormigón, y en el que a su vez se distinguen dos variedades, según la situación de la armadura:
 - con pretensado interior, cuando los conductos que contienen la armadura activa se encuentran embebidos en el seno de la sección de hormigón. Este tipo de armadura a su vez se puede dividir en adherentes, si se genera adherencia entre el armado y el hormigón circundante, mediante el llenado con mortero o lechada de las vainas en las que se ha alojado las armaduras activas; o no adherentes, omitiendo este último paso descrito.
 - con pretensado exterior, cuando los conductos que contienen la armadura activa se encuentran en el exterior de las paredes de la sección de hormigón, permitiendo el acceso a la misma.

El objetivo de este proyecto es el análisis de la construcción y ensayo de una viga de hormigón pretensado-postesado de 10 metros de longitud y tendón recto no adherente.

Para ello, comenzaremos por el diseño del sistema de encofrado, el cual debe servir para la fabricación de vigas de varias dimensiones. Diseñado el molde, se estudiará el manejo de la viga en el taller para que resulte lo más cómodo y fácil posible. El proyecto concluirá con la simulación informática de la viga con ayuda del software MIDAS.

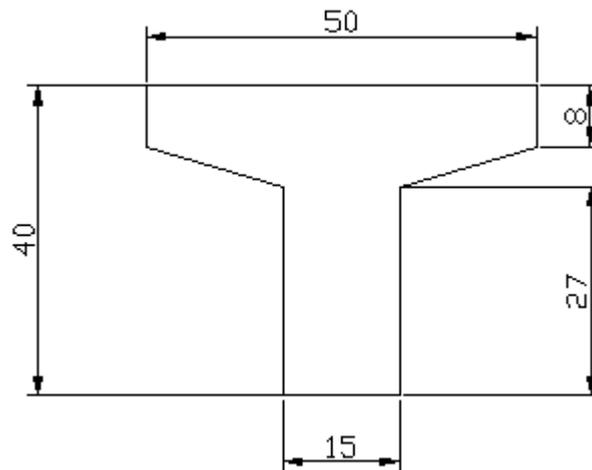
En el desarrollo del presente documento se irán describiendo los pasos, fundamentos teóricos, resultados y conclusiones obtenidas durante el trabajo, que se organizarán de la siguiente forma:

- Capítulo 2: en este segundo capítulo definiremos la geometría de la viga, su armadura, el sistema de pretensado utilizado y las cargas a las que someteremos la viga al ensayarla.
- Capítulo 3: a lo largo de este apartado describiremos todo el proceso de diseño del sistema de encofrado, exponiendo los gráficos de esfuerzos y deformaciones a los que se someterá el molde tras su llenado.
- Capítulo 4: en este capítulo se realizará un estudio del armado pasivo de la viga.
- Capítulo 5: en el quinto apartado del presente proyecto describiremos la armadura activa de la viga, el proceso de pretensado y los dispositivos utilizados.
- Capítulo 6: en este apartado se definirá la manipulación de la viga en el taller para que no resulte dañada y al mismo tiempo sea lo más cómoda posible.
- Capítulo 7: este último capítulo corresponde a la simulación informática de la viga con ayuda del programa MIDAS CIVIL, software de elementos finitos aplicado a la ingeniería civil.
- Finalmente, en la Bibliografía se indican la normativa y documentos consultados para la realización de este proyecto.

CAPITULO 2: DEFINICION DEL PROBLEMA

2.1 Geometría y cargas aplicadas

Se construirá una viga de hormigón pretensado con tendón postesado recto no adherente. La longitud será de 10 metros, y la sección transversal, en forma de T simple, tendrá un canto de 40 centímetros.



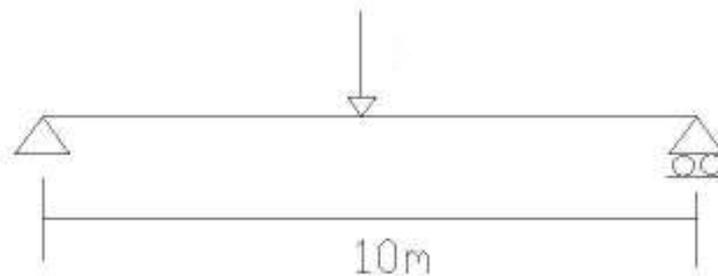
Sección de la viga

Mecánicamente, la sección en T, comparada con una sección rectangular de igual área, tiene un momento de inercia notablemente mayor, circunstancia que determina un mayor momento resistente a igualdad de tensiones máximas.

En prefisuración, bajo la acción de las cargas de servicio, la compresión ejercida sobre el alma por efecto del pretensado, reduce las tensiones principales de tracción creadas por las tensiones cortantes. Por ello, la anchura del alma puede reducirse en beneficio de un menor peso, hasta límites incompatibles en soluciones simplemente armadas. Del mismo modo, en la fase final de agotamiento por flexión, las compresiones se localizan en el ala y el alma apenas participa en el mecanismo resistente.

Los materiales utilizados serán: debido al pretensado, se escogerá un cemento de alta resistencia característica a compresión, 45 MPa. Para las armaduras, en el caso de las armaduras pasivas, usaremos un acero con una resistencia característica de 500 MPa, mientras que en las armaduras activas será de 1869 MPa.

Se aplicará una carga en el punto medio de la viga, la cual irá incrementando su valor hasta que se produzca la rotura, además del peso propio de la viga que, al tratarse de un hormigón de densidad 2500 kg/m^3 , es de 2.42 KN/m .



Carga aplicada

En cuanto a la carga de pretensado se aplicará a cada tendón una fuerza de 195.3 KN . El orden en el que se aplicará el pretensado en los tendones, se verá en el último capítulo de este proyecto.

2.2 Sistema de encofrado

Con el objetivo de ahorrar espacio y hacer más económica la construcción en el taller, el sistema de encofrado deberá ser válido para la fabricación de vigas de diferentes dimensiones, siendo los parámetros variables; la longitud, el canto del alma, el ancho del alma y el ancho del ala.

El rango de variación de dichos parámetros será:

- Al tener los módulos del encofrado una longitud de 2 metros, la longitud total de la viga podrá variar de 2 en 2 metros, y al haber 5 módulos, las longitudes permisibles serán 2, 4, 6, 8 y 10 m. Siendo la viga de este caso, la de mayor longitud.
- El canto del alma de variar de 10 en 10 centímetros, siendo los posibles valores 27, 37 ó 47 centímetros, escogiendo para este proyecto un alma con un canto de 27 centímetros.
- El ancho del alma debe variar en proporción al canto de la misma, por lo que los valores que puede tomar serán 15, 25 y 35 cm. Tratándose de un ancho de 15 centímetros el correspondiente a este trabajo.

- En cuanto al ancho del ala, su valor debe ser proporcional a las otras dos dimensiones de la sección. De esta forma los valores que puede tomar son 50, 60 y 70 cm., eligiendo para este proyecto el ala de menor ancho.

CAPITULO 3: DISEÑO DE MOLDES

3.1 Condiciones que debe reunir el encofrado

El encofrado debe ser capaz de resistir las acciones a las que va a estar sometido durante el proceso de construcción y deberá tener la rigidez suficiente para asegurar que se van a satisfacer las tolerancias específicas en el proyecto. Además, deberá poder retirarse sin causar sacudidas anormales, ni daños al hormigón.

Independientemente del material con que se realice, el encofrado debe reunir una serie de condiciones de eficacia que están directamente relacionadas con la misión que tiene encomendada. Entre ellas interesa destacar:

- a) **Resistencia y rigidez:** el encofrado debe poseer una rigidez suficiente que le permita resistir, sin asientos ni deformaciones apreciables, las cargas y acciones, de cualquier naturaleza, que se produzcan sobre él como consecuencia del proceso de hormigonado, vibración de la masa, etc.
- b) **Estanqueidad:** será estanco evitando la pérdida de la lechada o de finos.
- c) **Debe ser inocuo con el hormigón:** las superficies interiores del encofrado deben ser inerte químicamente ante la acción del agua, el cemento y los diversos aditivos que se le puedan añadir al hormigón.
- d) La superficie interior será lisa, estando constituida, o protegida, por un material que **no permita la adherencia con el hormigón** en sus superficies, para facilitar el desencofrado, evitando la fractura del molde o desperfectos en la superficie de la viga.
- e) **Su concepción será simple**, de manera que, cumpliendo con su misión, sea de fácil ejecución y desmontaje sin operaciones complicadas, evitando sobrecostos.
- f) Tendrá la **durabilidad adecuada**, posibilitando el mayor número de puestas en buen estado, para que su empleo repetido abarate la amortización.

3.2 Elección del material

El material a utilizar en la realización de los encofrados puede ser de procedencia diversa, pero debe cumplir, además de los requisitos

especificados con anterioridad, el de permitir el máximo número de usos posibles dada su condición de medio auxiliar.

A ello hay que añadir que tanto el moldeo como el desmoldeo deben de ser operaciones sencillas y ello depende, en general, de la tipología de la pieza, por lo que la elección del material es un factor importante para que cumpla las condiciones expuestas.

Atendiendo a las condiciones anteriores, los materiales más adecuados para la confección del encofrado son: madera, acero o aluminio.

La madera tiene una serie de ventajas como: trabajabilidad, en su confección, por métodos sencillos; resistencia aceptable a las tensiones del hormigón fresco; protección térmica para el hormigón; buena estanqueidad de juntas debido a la hinchazón que experimenta la madera al humedecerse; efectivo curado del hormigón al mantener la humedad en la superficie del encofrado. Por contra, tiene el inconveniente de un limitado número de puestas en uso, lo cual no lo hacen recomendable para este proyecto.

Debido a este gran número de usos que se le dará al encofrado, se hace conveniente la utilización de un molde metálico.

Los encofrados metálicos tienen dos desventajas fundamentales frente a los de madera: su elevado peso y mayor coste. El primer inconveniente podría solucionarse con la utilización de una aleación de aluminio, con resistencias mecánicas similares a las del acero pero con coeficientes de elasticidad tres veces más pequeño. Su mayor ventaja es la menor densidad, al proporcionar encofrados más ligeros y fáciles de manejar, aunque se precisen mayores secciones. No obstante, en la actualidad el precio del aluminio supera con creces el del acero, por lo que el elevado coste que ello conllevaría lo hacen inviable en nuestro caso.

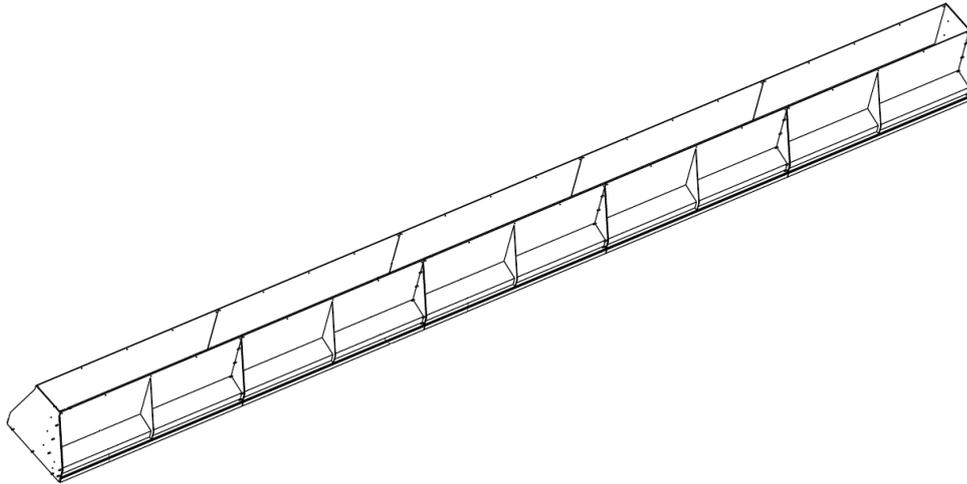
Por tanto, la opción más recomendable es la de un encofrado de acero. Pero para que sea factible, deberemos reducir el espesor al mínimo posible, ya que con ello aligeraremos el peso, al mismo tiempo que abarataremos su construcción.

3.3 Geometría

El molde debe cumplir la condición de ser adaptable a vigas de distintas dimensiones. Esto debe satisfacerse con una solución que, por un lado, no

complice en demasía la confección del encofrado, y por otro, que no resulte muy costosa.

Para ello se dispondrá el encofrado de forma invertida, es decir, se verterá el hormigón dentro del molde por la parte que, tras el fraguado, corresponderá a la cara inferior de la viga. Esta disposición, obliga a, además de realizar un buen vibrado del hormigón, a que la viscosidad de éste a la hora del vertido sea baja para que este ocupe todo el molde.



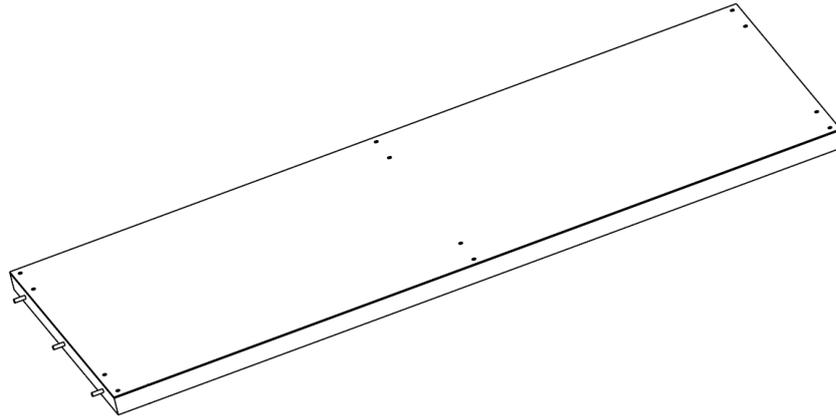
Vista del sistema de encofrado

3.4 Partes del encofrado

Para facilitar el manejo del encofrado y para que ocupe el menor sitio posible a la hora de su almacenamiento, se dividirá el encofrado en 5 módulos de 2 metros de largo cada uno.

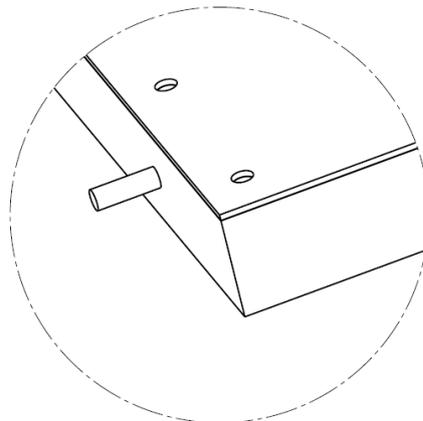
3.4.1 Fondo

La base del molde estará formada por 5 paneles de madera de dimensiones: 2.000*788*50 mm. Con el fin de proteger la madera del hormigón, para que el encofrado tenga el mayor número de usos posible, en la cara en contacto con el hormigón, estos paneles irán recubiertos con una lámina de acero de 3 mm de espesor y el mismo ancho y largo que las piezas de madera.



Vista de un módulo de la base del molde

En uno de los lados más cortos de cada módulo, se dispondrán tres vástagos de 3 cm de longitud y 1 cm de diámetro. En el lado opuesto se realizarán otros tres orificios de las mismas dimensiones, de manera que, la unión de los cinco módulos se realice introduciendo los vástagos de una pieza en los orificios de la pieza siguiente.



Detalle del sistema de unión de la base

El conjunto formado por los cinco módulos de la base, se apoyará directamente en el suelo del taller.

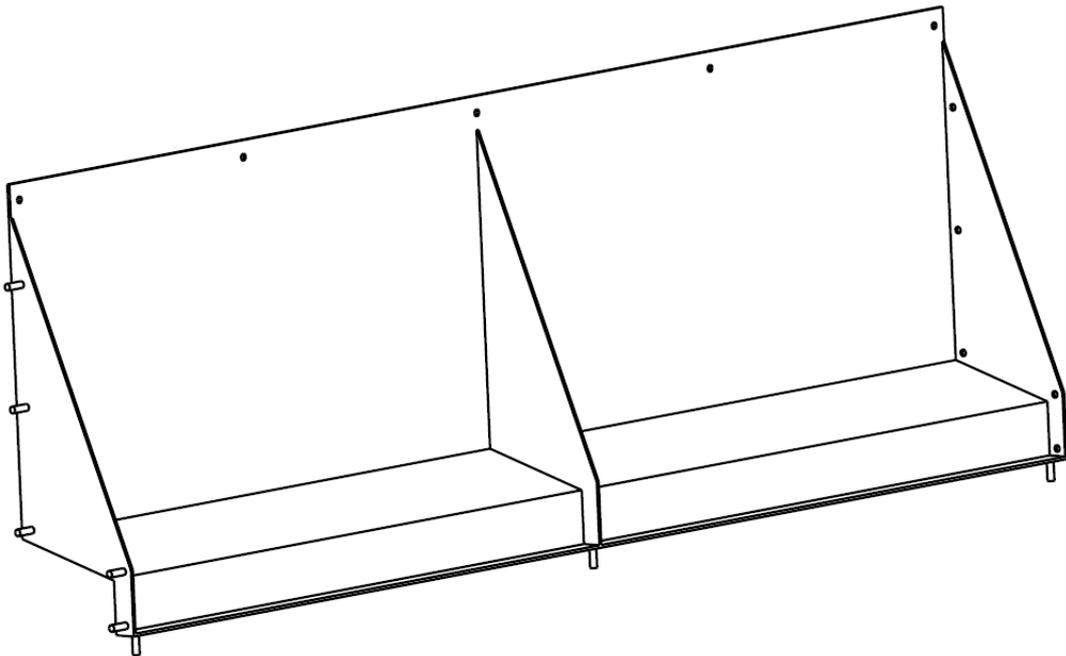
Para satisfacer la necesidad de variabilidad del ancho del alma y del ala, se realizarán cuatro filas de taladros en las piezas de la base, de manera que en ellos penetren unos vástagos que las piezas laterales del encofrado dispondrán en su parte inferior.

Las cuatro filas de orificios, se realizarán de forma simétrica con respecto al centro de la base, dos a un lado, y dos a otro. De esta forma, podremos

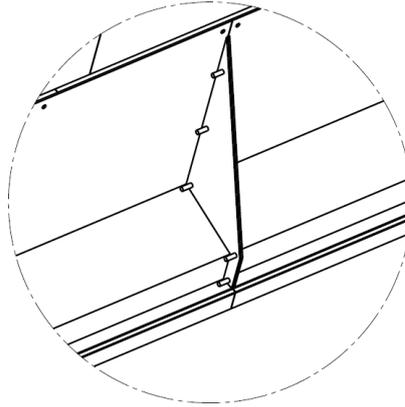
construir la viga más estrecha colocando las piezas laterales en los orificios interiores. Por el contrario, para construir la viga más ancha, utilizaremos los orificios exteriores. Y por último, la viga de ancho intermedio, se construirá utilizando una fila externa y otra interna.

3.4.2 Laterales

La parte lateral del encofrado la formarán 10 piezas iguales (5 para cada lateral de la viga) de 2 m. de longitud cada una. Al igual que en la base, la unión de los distintos módulos se realizará mediante la inclusión de pernos en unos orificios pasantes, de manera que cada elemento lateral dispondrá de 5 pernos en uno de sus lados, y 5 orificios en el lado opuesto.



Vista de un módulo lateral del molde



Detalle de unión de los módulos laterales

La variación del canto del alma se conseguirá hormigonando hasta la altura deseada.

Como se indicó anteriormente, las piezas que conforman el molde (a excepción del fondo) se realizarán en acero. Por lo tanto, debido al elevado peso de éste, el espesor deberá ser el mínimo posible, lo cual abaratará además la construcción del encofrado.

Para disminuir las deformaciones del molde debidas a la presión hidrostática del hormigón, se dispondrán en la parte superior de unos tirantes que unirán cada par de piezas enfrentadas.

Estos módulos laterales se unirán a la base mediante tres vástagos, los cuales se introducirán en los orificios convenientes según el ancho de viga que se quiera obtener

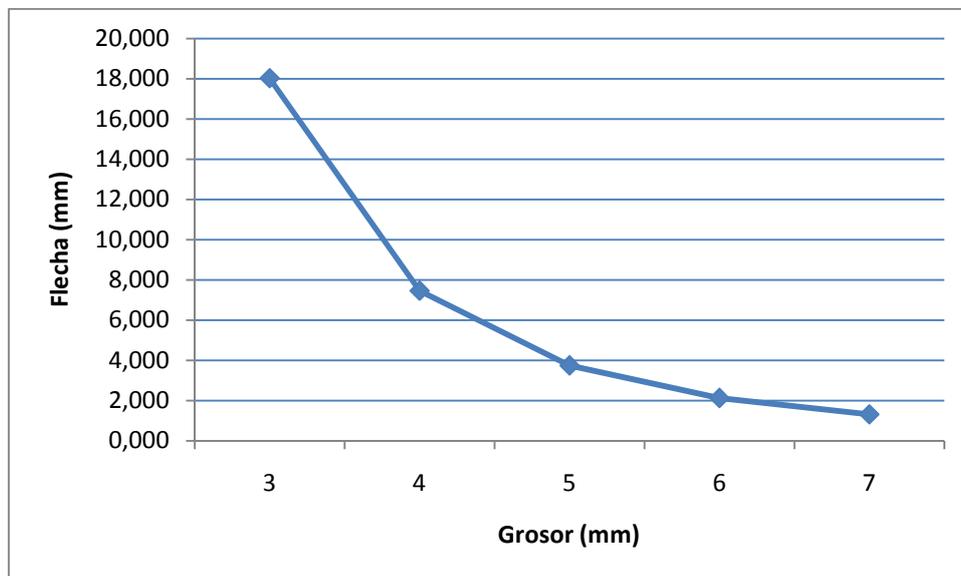
Con ayuda del programa informático de elementos finitos ANSYS, realizamos un modelo del molde y las cargas que sobre él realiza el hormigón vertido. Estudiamos las deformaciones que se producirían para unos espesores de 3, 4, 5, 6 y 7 mm. y para los casos de 2, 3, 4 y 5 tirantes por pieza.

Se simulan 2 casos extremos: uno en el que la viga a construir es la de mayores dimensiones, siendo por tanto el caso de máxima presión hidrostática; y otro, en ausencia de hormigón, para garantizar que el propio peso del encofrado no provoca flechas demasiado grandes.

| ESPESOR (mm) | PESO (Kg) | CASO | FLECHA (m) | | | |
|--------------|-----------|--------------|------------|----------|----------|----------|
| | | | Amarres | | | |
| | | | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 3 | 34.383 | Viga mayor | 0.162848 | 0.036952 | 0.031763 | 0.018016 |
| | | Sin hormigón | 0.047862 | 0.011378 | 0.010123 | 0.007453 |
| 4 | 45.844 | Viga mayor | 0.067863 | 0.015364 | 0.013231 | 0.007456 |
| | | Sin hormigón | 0.019304 | 0.004593 | 0.004086 | 0.002983 |
| 5 | 57.304 | Viga mayor | 0.034323 | 0.007762 | 0.006689 | 0.003744 |
| | | Sin hormigón | 0.013448 | 0.002246 | 0.001999 | 0.001455 |
| 6 | 68.766 | Viga mayor | 0.019622 | 0.004431 | 0.003823 | 0.002125 |
| | | Sin hormigón | 0.005196 | 0.001239 | 0.001103 | 0.000807 |
| 7 | 80.277 | Viga mayor | 0.012207 | 0.002752 | 0.002377 | 0.001314 |
| | | Sin hormigón | 0.003107 | 0.000742 | 0.000661 | 0.000487 |

Tabla de flechas sin rigidizadores

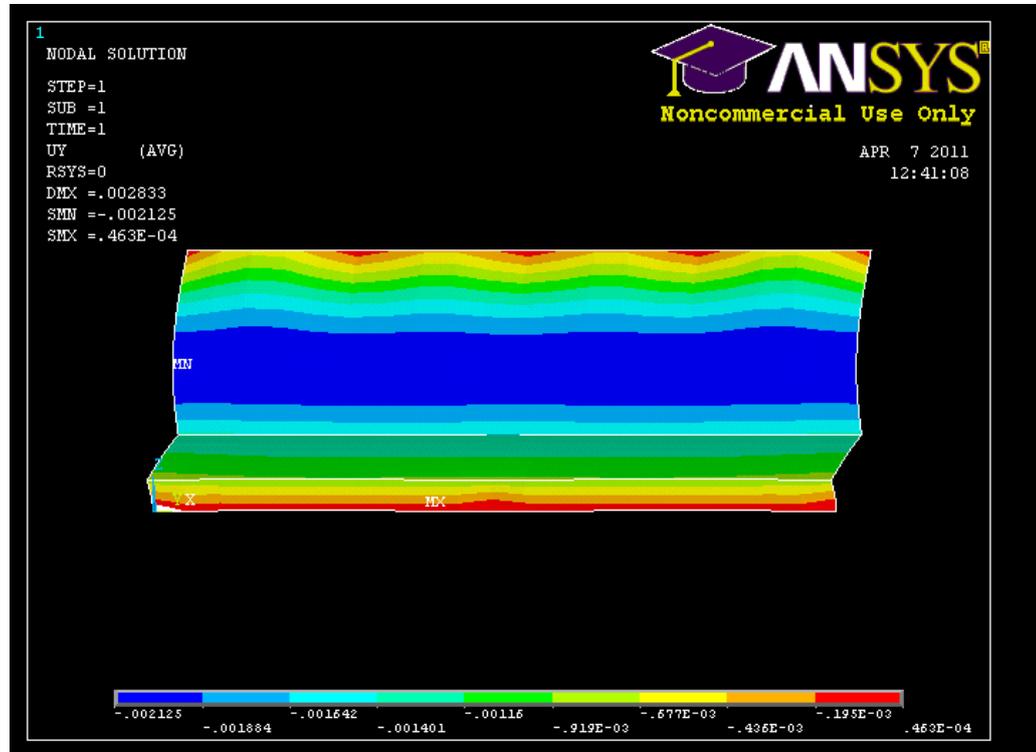
A continuación, se introduce un gráfico en el que se observa la evolución de la máxima flecha sufrida por el encofrado en función del grosor de la lámina de acero empleada.



Flecha sin rigidizadores

En los resultados se observa que las flechas que resultarían son demasiado elevadas (considerando como elevada toda aquella que supere los 3 mm.), siendo aceptables sólo los casos de mayor espesor, lo cual haría el molde muy pesado y costoso. El mínimo grosor que garantizaría una flecha inferior a los 3 mm. es de 6mm. A continuación se presenta una figura obtenida con ANSYS,

en la que se muestran las flechas que se producirían con dicho grosor para el caso de 5 amarres.



Distribución de la flecha para un grosor de 6 mm sin rigidizadores

Por tanto se estudia a continuación la introducción de unos rigidizadores laterales con el fin de disminuir dicha flecha.

Se analizan nuevamente los mismos casos anteriores, pero esta vez con la inclusión de 3 y 4 rigidizadores, obteniendo unos resultados mucho más favorables para los espesores menores.

| ESPESOR (mm) | PESO (Kg) | CASO | FLECHA (m) | | | |
|-----------------|--------------|--------------|------------|----------|----------|----------|
| | | | Amarres | | | |
| | | | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 3 | 37.593 | Viga mayor | 0.015039 | 0.014215 | 0.003990 | 0.003884 |
| | | Sin hormigón | 0.002381 | 0.002114 | 0.001574 | 0.001577 |
| 4 | 50.133 | Viga mayor | 0.006678 | 0.006058 | 0.001765 | 0.001680 |
| | | Sin hormigón | 0.001099 | 0.000907 | 0.000701 | 0.000703 |
| 5 | 62.661 | Viga mayor | 0.006321 | 0.003137 | 0.000968 | 0.000880 |
| | | Sin hormigón | 0.000617 | 0.000473 | 0.000381 | 0.000383 |
| 6 | 75.195 | Viga mayor | 0.002225 | 0.001837 | 0.000612 | 0.000528 |
| | | Sin hormigón | 0.000389 | 0.000278 | 0.000235 | 0.000236 |
| 7 | 87.722 | Viga mayor | 0.001489 | 0.001171 | 0.000435 | 0.000343 |
| | | Sin hormigón | 0.000265 | 0.000178 | 0.000158 | 0.000159 |

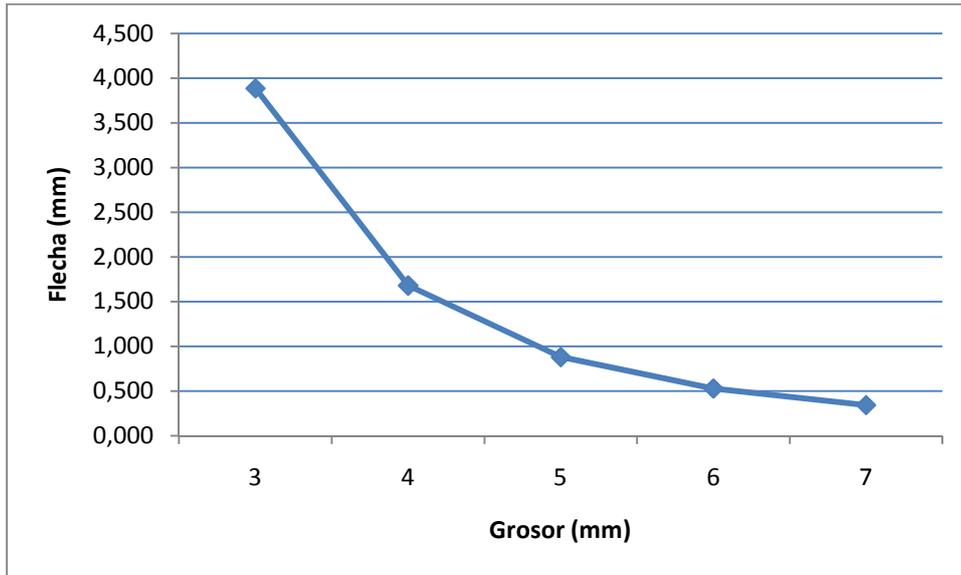
Tabla de flechas con 3 rigidizadores

| ESPESOR (mm) | PESO (Kg) | CASO | FLECHA (m) | | | |
|-----------------|--------------|--------------|------------|----------|----------|----------|
| | | | Amarres | | | |
| | | | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 3 | 38.678 | Viga mayor | 0.013306 | 0.003646 | 0.011785 | 0.003415 |
| | | Sin hormigón | 0.001766 | 0.001701 | 0.001742 | 0.001746 |
| 4 | 51.555 | Viga mayor | 0.006163 | 0.001618 | 0.005057 | 0.001513 |
| | | Sin hormigón | 0.000866 | 0.000755 | 0.000773 | 0.000775 |
| Viga mayor | 64.449 | Viga mayor | 0.003491 | 0.000947 | 0.002639 | 0.000817 |
| | | Sin hormigón | 0.000513 | 0.000408 | 0.000422 | 0.000423 |
| 6 | 77.332 | Viga mayor | 0.002240 | 0.000610 | 0.001558 | 0.000501 |
| | | Sin hormigón | 0.000339 | 0.000250 | 0.000261 | 0.000262 |
| 7 | 90.226 | Viga mayor | 0.001560 | 0.000440 | 0.001001 | 0.000334 |
| | | Sin hormigón | 0.000240 | 0.000167 | 0.000175 | 0.000175 |

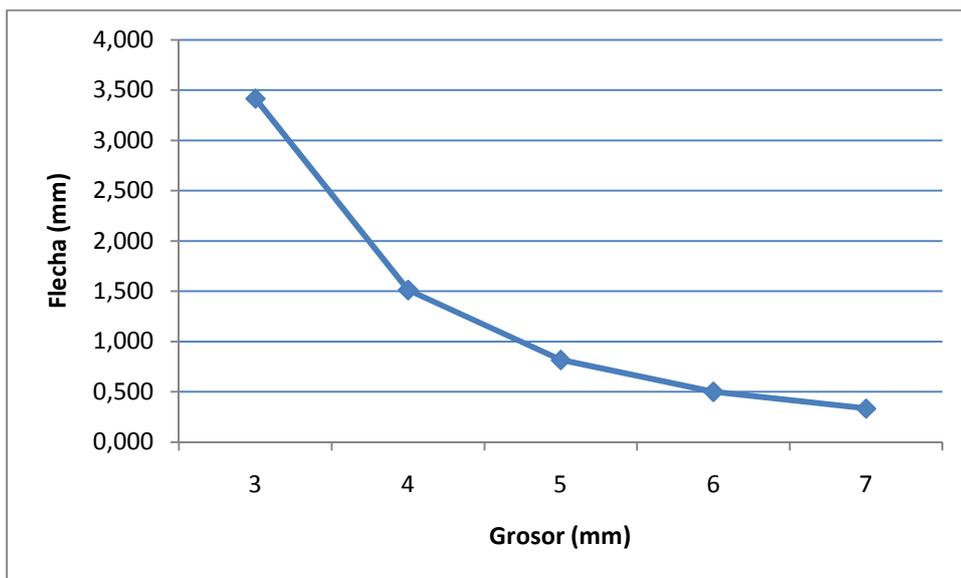
Tabla de flechas con 4 rigidizadores

Como la flecha producida en los casos admisibles no difiere mucho con el uso de 3 a 4 rigidizadores, se emplearán **3 rigidizadores** con el fin de disminuir el peso y el precio de cada pieza.

Al igual que en el caso de ausencia de rigidizadores, se indica de un modo gráfico, la evolución de la flecha con el espesor.



Flecha con 3 rigidizadores



Flecha con 4 rigidizadores

En cuanto al grosor de la chapa, se elegirá el de **4mm**, que es el mínimo que garantiza una flecha inferior a los 3 mm fijados como máximo, para el cual se produciría una flecha que no llega a los 2 mm.

Por otro lado, los amarres utilizados serán 5, ya que aún siendo aceptables los resultados obtenidos para 4 amarres, el empleo de uno más no aumenta en exceso el precio del encofrado, garantizando de esta forma una flecha menor.

Para calcular el diámetro de los pernos que fijan la pieza a la base, hemos utilizado Ansys para saber cuáles son las reacciones que se producen en los puntos de sujeción, obteniendo los siguientes resultados:

| | F_x (N) | F_y (N) | F_z (N) |
|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| Fijación extremos | 256 | 1070 | 673 |
| Fijación central | 0.8 e-07 | 2481 | 1488 |

Se aprecia que la máxima reacción se produce en la fijación central, utilizando este valor para el diseño de los pernos, de manera que sea resistente a cortante según indica el CTE, despreciando los esfuerzos de compresión, tracción y flexión que se producen.

El esfuerzo cortante de cálculo, V_{ed} , será menor que la resistencia de la sección a cortante, $V_{c,Rd}$, que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica:

$$V_{PL,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde el término relativo al área a cortante tiene el valor del área de la sección, ya que se trata de una sección maciza.

Tomando un acero con un límite elástico, f_y , de 480 N/mm² y un coeficiente de seguridad, $\gamma_{M2} = 1,25$, por tratarse de un método de unión, tenemos:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 384 \text{ N/mm}^2$$

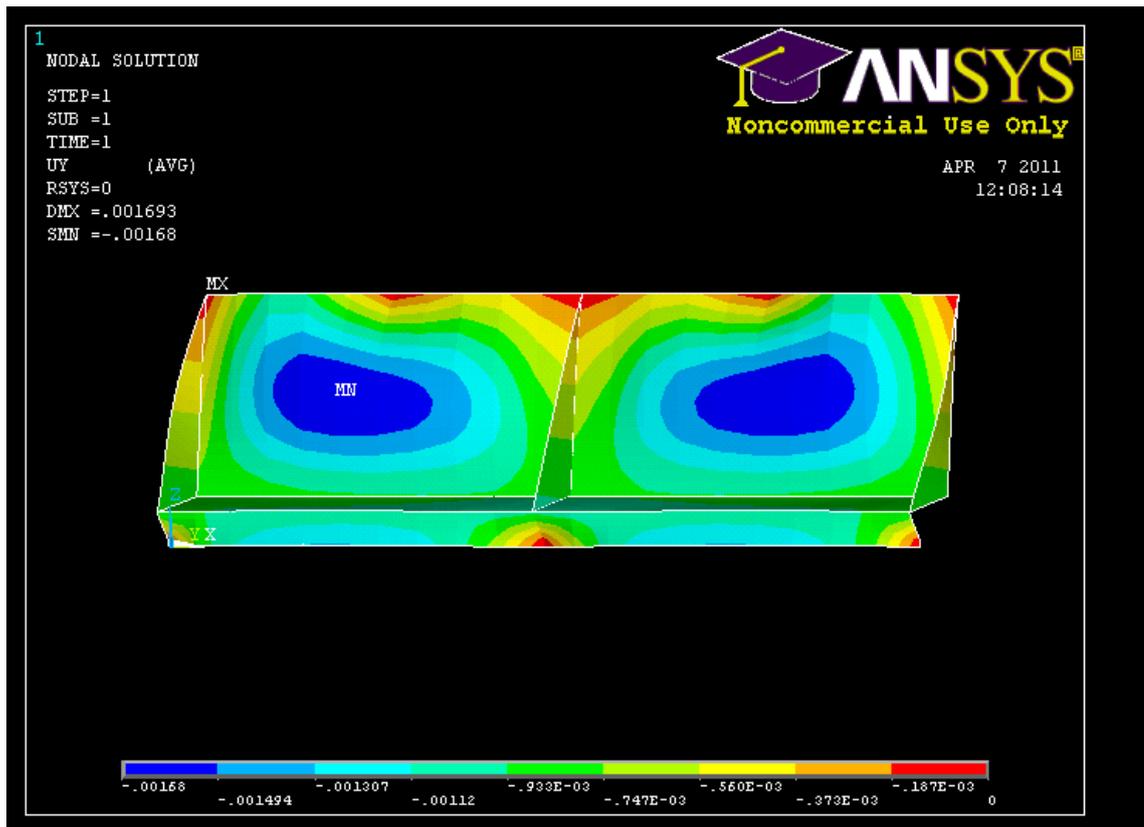
Si tenemos como cortante característico $V_k = 2481$ N; y le aplicamos un coeficiente de seguridad $\Psi_0 = 1,5$, tenemos un cortante de cálculo $V_{Ed} = 3721,5$ N

Por tanto el área del perno deberá cumplir:

$$A \geq \frac{V_{Ed} \cdot \sqrt{3}}{f_{yd}} \rightarrow \varnothing \geq 4.62 \text{ mm}$$

Se aprecia que la sección de cada perno ha de ser mínima. Por lo que para que sean lo suficientemente manejables, se construirán con un diámetro de 1 cm.

Para finalizar, se muestran los gráficos correspondientes a la flecha obtenidos con ANSYS para la pieza diseñada.

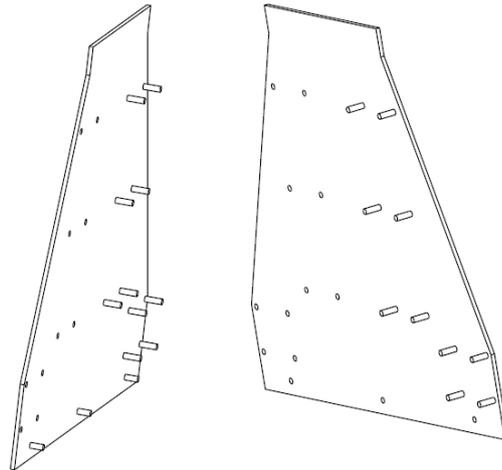


Distribución de la flecha para un grosor de 4 mm y 3 rigidizadores

3.4.3. Piezas finales

Con el fin de engarzar con los lateral del molde, las dos piezas que conforman los extremos del encofrado dispondrán de dos filas de taladros y dos de vástagos, alineados según el perfil de los moldes laterales, utilizando las filas correspondientes al ancho de viga deseado.

A diferencia del fondo y los laterales del encofrado, estas dos piezas son diferentes, ya que una ha de disponer de tres orificios para alojar los tres vástagos correspondientes a la pieza de madera de la base; mientras que la otra debe disponer en su lugar de tres vástagos para introducirlos en la pieza de la base opuesta a la anterior.



Vista de las piezas finales

Para evitar tener que introducir rigidizadores en estas dos piezas, se construirán con un espesor de **7 mm** garantizando que las flechas que en ellas se produzcan no resulten excesivas.

CAPITULO 4: ARMADURA PASIVA

Tanto para la armadura longitudinal como transversal se usará un acero B 500 S, cuyas características mecánicas son las siguientes:

| | | |
|---|-----------------------------|-------------|
| Designación | | B 500 S |
| Limite elástico, f_y (N/mm ²) | | ≥ 500 |
| Carga unitaria de rotura, f_u (N/mm ²) | | ≥ 550 |
| Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,2}$ (%) | | ≥ 12 |
| Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{su,2}$ (%) | acero suministrado en barra | $\geq 5,0$ |
| | acero suministrado en rollo | $\geq 7,5$ |
| Relación f_u/f_y | | $\geq 1,05$ |
| Relación $f_y \text{ real}/f_y \text{ nominal}$ | | — |

4.1 Armadura longitudinal

Debido a que la viga se someterá a un pretensado, todas las secciones quedarán sometidas a compresión después de aplicar la carga. Por ello, sólo será necesaria una cuantía de armadura longitudinal mínima. En el Capítulo 10 de la EHE-08 vemos cuál es esta cuantía mínima:

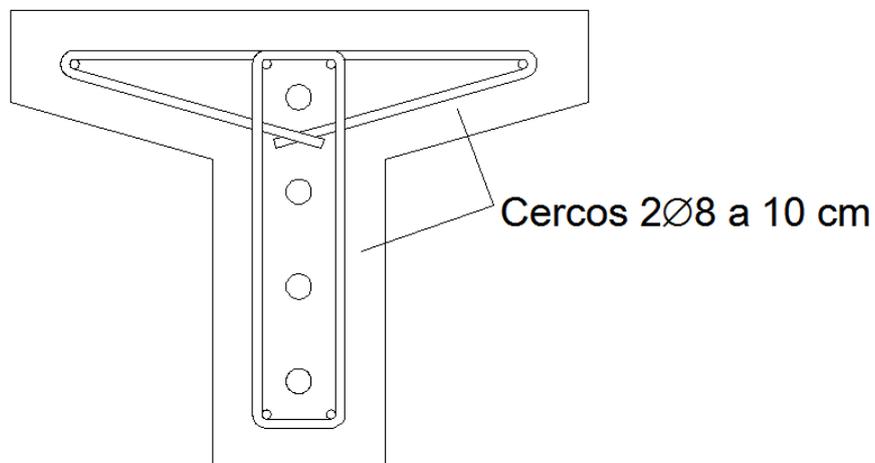
| Tipo de elemento estructural | | Tipo de acero | |
|------------------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | | Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$ | Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$ |
| Pilares | | 4,0 | 4,0 |
| Losas | | 2,0 | 1,8 |
| Forjados unidireccionales | Nervios | 4,0 | 3,0 |
| | Armadura de reparto perpendicular a los nervios | 1,4 | 1,1 |
| | Armadura de reparto paralela a los nervios | 0,7 | 0,6 |
| Vigas | | 3,3 | 2,8 |
| Muros | Armadura horizontal | 4,0 | 3,2 |
| | Armadura vertical | 1,2 | 0,9 |

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

La cuantía mínima necesaria es el 2'8‰ de la sección de la viga. Esta sección es de 967'5 cm², por tanto la cantidad de acero pasivo en cada sección será 2'709 cm².

Al no estar sometida la viga a flexión, la misión principal de la armadura pasiva longitudinal es la de dar soporte a la armadura transversal. Para ello la disposición de las armaduras en la sección será la siguiente:

Arm. longitudinal 6Ø8



Sección armadura

Como se ve en la figura anterior, serán necesarias **6 barras** para que soporten la armadura a cortante. Anteriormente se ha calculado la sección de acero necesaria, por lo que dividiendo esta sección entre las 6 barras, se obtiene que las barras deben tener un diámetro de **8mm**.

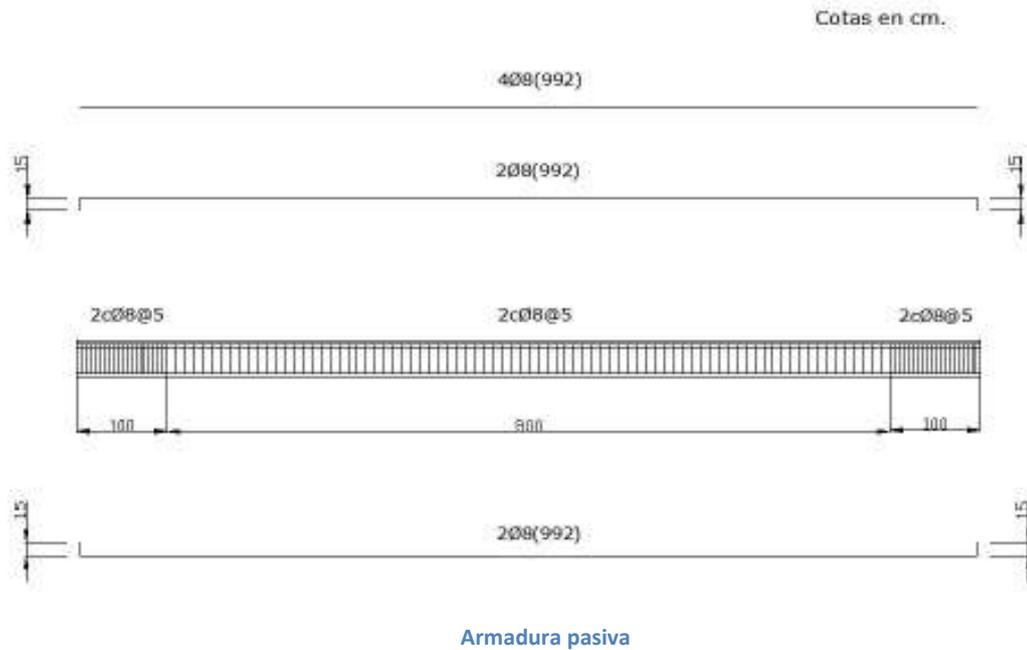
4.2 Armadura transversal

El esfuerzo a cortante más desfavorable se produce en las secciones de apoyo de la viga, adquiriendo un valor de 20'59 KN. Para resistir este esfuerzo cortante, la armadura transversal estará compuesta por cercos dobles de **8 mm** de diámetro y **dos ramas**, separados **10 cm**.

El anclaje activo es aquel en el cual la armadura se tensa mediante la acción de un gato cuya reacción se ejerce sobre la placa de reparto. A su vez, esta placa se asienta sobre la trompeta o bocina del dispositivo terminal de retención de la armadura. Tanto esta placa de reparto como las restantes dimensiones del dispositivo mecánico de retención, deben reducirse a un mínimo ya que, de otro modo, no habría lugar suficiente en la culata de la pieza, para alojar los terminales de los respectivos tendones que integran la armadura activa.

Esta necesidad, hace que el hormigón, en esa zona terminal se convierta en un sólido destinado a soportar la acción de fuertes cargas concentradas en unas áreas mínimas. Siendo escasa la distancia de unos anclajes a otros, los zunchos necesarios para reforzar esas zonas tan cargadas, se solapan entre sí, dando lugar a una culata densamente poblada de barras transversales. Por esta razón, a un metro de los extremos de la viga, la distancia entre los cercos se verá reducida a 5 cm.

A continuación, se presenta un esquema del armado pasivo de la viga:



4.3 Recubrimientos de armadura pasiva y activa

4.3.1 Recubrimiento de armadura pasiva:

El recubrimiento de las armaduras pasivas viene dado por la expresión:

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

donde r_{\min} es el recubrimiento mínimo que viene indicado en el artículo 37 de la EHE-08:

| Clase de exposición | Tipo de cemento | Resistencia característica del hormigón [N/mm ²] | Vida útil de proyecto (t _p), (años) | |
|---------------------|---|--|---|-----|
| | | | 50 | 100 |
| I | Cualquiera | $f_{ck} \geq 25$ | 15 | 25 |
| II a | CEM I | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 15 | 25 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 10 | 20 |
| | Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 30 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 25 |
| II b | CEM I | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 20 | 30 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 15 | 25 |
| | Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón | $25 \leq f_{ck} < 40$ | 25 | 35 |
| | | $f_{ck} \geq 40$ | 20 | 30 |

Recubrimientos mínimos (mm) para las clases de exposición I y II

La clase de exposición en Sevilla es, según indica el Ministerio de Fomento, II b. Como el cemento utilizado tiene una resistencia característica de 45 MPa y el tipo de elemento podemos considerar que es prefabricado, vemos que el recubrimiento mínimo necesario es de 25 mm, considerando una vida útil de la viga de 50 años.

El margen de recubrimiento, Δr , atendiendo a los niveles de control de ejecución expresados en la EHE-08, será de 10 mm.

Con todo esto, el recubrimiento total de las armaduras pasivas será de 35 mm.

4.3.2 Recubrimiento de armadura activa:

En cuanto al recubrimiento de la armadura activa, éste deberá ser igual o mayor a los siguientes límites, y no podrá ser nunca superior a 80 mm (a estos efectos, se asimilará el diámetro del tendón activo, el de la vaina que lo recubre):

- Los recubrimientos de las armaduras pasivas (35mm).
- El diámetro de la vaina (22mm).
- 40 mm.

Con estas condiciones, se tomará un recubrimiento para la armadura activa de 65 mm, quedando de esta forma, los cuatro tendones que componen la armadura postesada distribuidos de manera equidistantes verticalmente 82

mm. Siendo esta distancia superior al diámetro de la vaina (22 mm) y a 40 mm, como indica la norma.

De esta forma se cumple también la distancia mínima que debe existir entre la armadura activa y la pasiva que viene dada por el diámetro de las barras de armadura pasiva, el diámetro de las vainas o el tamaño máximo del árido, incrementado en 5 mm.

4.4 Anclajes de las armaduras pasivas

Las longitudes básicas de anclaje (l_b), dependen de las posiciones que ocupan las barras en la pieza de hormigón, distinguiéndose dos casos:

- Posición I, de adherencia buena, para armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección de la viga o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado. Es por tanto el caso de las armaduras que se sitúan en la parte inferior de la viga de este proyecto.
- Posición II, de adherencia deficiente, para armaduras que, durante el hormigonado no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. Correspondiendo a las armaduras situadas en la mitad superior de la sección de la viga.

Por tanto, la longitud básica de anclaje, según la norma, vendrá definida por las siguientes expresiones:

Para las barras en posición I:

$$l_{bI} = m\phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

Para las barras en posición II:

$$l_{bI} = 1'4m\phi^2 > \frac{f_{yk}}{14} \phi$$

Siendo m un coeficiente numérico, con los valores indicados en la siguiente tabla:

| Resistencia característica del hormigón (N/mm ²) | m | |
|--|---------|---------|
| | B 400 S | B 500 S |
| | B400SD | B 500SD |
| 25 | 1,2 | 1,5 |
| 30 | 1,0 | 1,3 |
| 35 | 0,9 | 1,2 |
| 40 | 0,8 | 1,1 |
| 45 | 0,7 | 1,0 |
| ≥50 | 0,7 | 1,0 |

Coefficiente m de la longitud neta de anclaje

Teniendo en este caso el hormigón una resistencia característica de 45 MPa, y utilizando un acero B 500 S, el valor que adquiere el coeficiente m es de 1.

Con todo esto, obtenemos, según las expresiones de la longitud básica de anclaje, unos valores de 64 mm para las armaduras situadas en la mitad inferior de la sección (posición I), y 89'6 mm para las armaduras situadas en la mitad superior de la sección (posición II), valor que, por sencillez, adquirirá un valor de 90 mm.

La longitud neta de anclaje viene definida por la expresión:

$$l_{b,neto} \cong l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

donde:

β : factor de reducción, dado por:

| Tipo de anclaje | Tracción | Compresión |
|-------------------------------|----------|------------|
| Prolongación recta | - 1 | 1 |
| Patilla, gancho y gancho en U | 0,7 (*) | 1 |
| Barra transversal soldada | 0,7 | 0,7 |

Valor de β

A_s : armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura

$A_{s, \text{real}}$: armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura:

Como la viga se encuentra aislada, sin presencia de pilares, tomaremos una disposición de los anclajes en forma de patilla a 90° . Debido a esto, el valor del factor de reducción β , será de 1. Al mismo tiempo, los valores de A_s y $A_{s, \text{real}}$ son los mismos. Por tanto la longitud básica y neta de anclaje coincidirán.

Además, la longitud neta de anclaje no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- a) 10Φ (80 mm);
- b) 150 mm;
- c) La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

Por tanto, se tomará una longitud neta de anclaje de **150 mm**.

CAPITULO 5: ARMADURA ACTIVA

5.1 Cordones de pretensado

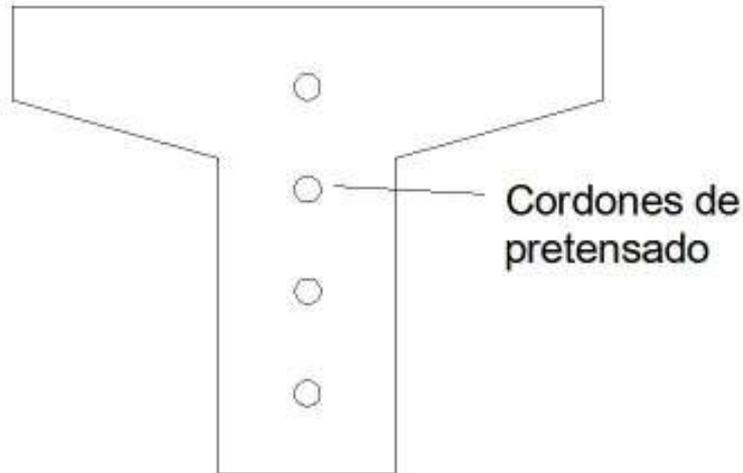
Se entiende por *cordón* al conjunto de alambres arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y el mismo sentido de torsión, sobre un eje ideal común, entendiéndose por *alambre*, al producto de sección maciza, liso o grafilado, que normalmente se suministra en rollo.

Se denomina *tendón* al conjunto de las armaduras paralelas de pretensado que, alojadas dentro de un mismo conducto, se consideran en los cálculos como una sola armadura.



Cordones de pretensado

La armadura activa de la viga que da lugar a este proyecto estará compuesta por cuatro tendones formados por un cordón de 16 mm y 7 alambres. Se dispondrán los tendones en el plano de simetría de la viga y alojados cada uno en una vaina corrugada de 22 mm.



Distribución de los tendones de pretensado

Al ser la armadura activa postesada interior, se hormigonará primero la pieza, disponiendo en el seno de la sección de hormigón conductos para alojar las armaduras activas, que sólo se tesan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente para soportar el esfuerzo de pretensado.

La secuencia de operaciones del proceso de ejecución es:

- a) Disposición de las armaduras pasivas en el encofrado, así como de las activas sin tesar, introducidas en las vainas.
- b) Hormigonado de la pieza, y fraguado del hormigón;
- c) Con el hormigón ya endurecido, se tesan las armaduras activas-postesado- y se anclan.
- d) Finalmente se rellenan las vainas de un producto protector inofensivo, no cortando el libre deslizamiento de la armadura (sometida a un tratamiento anticorrosivo) en su interior.

5.2 Central hidráulica y gato

Tanto el grupo hidráulico como el gato utilizados para el pretensado, han sido suministrados por la empresa TECPRESA.

El grupo hidráulico es capaz de proporcionar una presión máxima de 600 bares. El motor que lo conforma trabaja a una tensión de 230 voltios, una velocidad de giro de 12.000 rpm, y una intensidad de 10 A. Todo ello con una frecuencia de 60/50 Hz, en corriente alterna.



Central hidráulica

En cuanto al gato de pretensado, se trata de un gato monofilo para pretensar un solo cordón. Tiene un peso de 98 kg y es capaz de soportar una fuerza máxima de 190 T.



Gato monofilo

5.3 Vainas de armadura activa

En los elementos estructurales con armaduras postesadas es necesario disponer conductos adecuados para alojar dichas armaduras. Para ello, lo más frecuente es utilizar vainas que queden embebidas en el hormigón de la pieza, o se recuperen una vez endurecido éste.

Deben ser resistentes al aplastamiento y al rozamiento de los tendones, permitir una continuidad suave del trazado del conducto, garantizar una correcta estanqueidad en toda su longitud, no superar los coeficientes de rozamiento del proyecto durante el tesado, cumplir con las exigencias de adherencia del proyecto y no causar agresión química al tendón.

En ningún caso deberán permitir que penetren en su interior lechada de cemento o de mortero durante el hormigonado. Para ello, los empalmes, tanto entre los distintos trozos de vaina como entre ésta y los anclajes, habrán de ser perfectamente estancos, recubriéndose estos empalmes con cinta adhesiva. Estos se realizarán mediante acoplamiento con manguito. Las juntas a uno y otro lado, siendo de 5 cm la mínima longitud de solape entre manguito y vaina.

Tras la colocación de las vainas, se hará circular agua por el interior de cada una mientras se efectúa el hormigonado, a fin de arrastrar toda posible infiltración.

El diámetro interior de la vaina, habida cuenta del tipo y sección de la armadura que en ella vaya a alojarse, será el adecuado para que pueda efectuarse la inyección de forma correcta. Se conseguirá una correcta inyección cuando el diámetro interior de la vaina supere al del tendón que en ella se aloja en al menos 5 a 10 mm; por otra parte, conviene que la relación entre la sección de la vaina y la de la armadura sea del orden de 1'5 a 2. Atendiendo a estas condiciones, y sabiendo que los cordones de armadura activa de la viga tienen un diámetro de 16 mm, el diámetro de las vainas será de 22 mm.

El tipo de vaina utilizada será de fleje corrugado de plástico. Las corrugaciones favorecen la adherencia al hormigón y a la lechada de inyección, al mismo tiempo que aumentan la rigidez transversal y la flexibilidad longitudinal. Deberán presentar resistencia suficiente al aplastamiento para que no se deformen o abollen durante su manejo, bajo el peso del hormigón fresco, la acción de golpes accidentales, etc. Así mismo deberán soportar el contacto con los vibradores interiores, sin riesgo de perforación.

Para que las vainas ocupen su correcta posición, se realizarán sujeciones a la armadura pasiva mediante alambres de atado cada metro, evitando de esta manera cualquier variación en el trazado de las vainas que puedan ocasionar rozamientos adicionales a los previstos. Estas ataduras deben ser lo suficientemente firmes de tal modo que permanezcan inmóviles durante el vertido y consolidación del hormigón.

5.4 Producto de inyección

Con el fin de asegurar la protección de las armaduras activas contra la corrosión, deberá procederse al relleno de las vainas utilizando un producto de inyección, que en este caso será no adherente. Estos productos deben estar exentos de cloruros, sulfuros, nitratos, etc., que supongan un peligro para las armaduras, el propio material de inyección o el hormigón de la pieza.

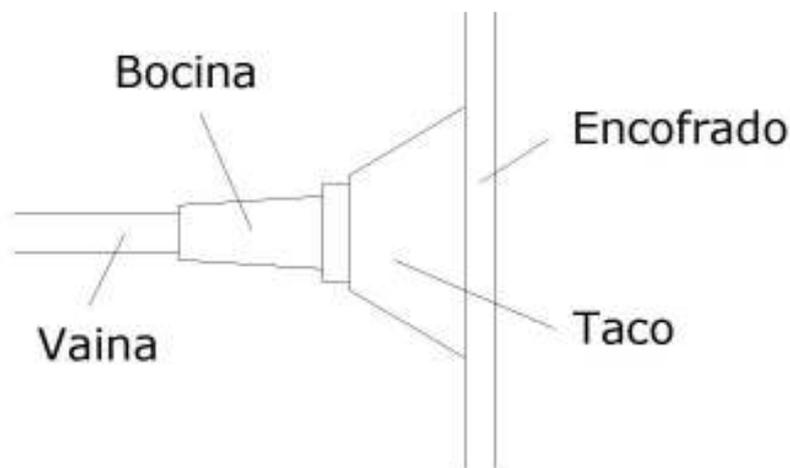
El producto de inyección, al ser no adherente, deberá estar constituido por grasas, ceras, polímeros, poliuretano, o en general, cualquier material adecuado para proporcionar a las armaduras activas la necesaria protección sin que se produzca adherencia entre éstas y los conductos.

5.5 Anclajes

Los anclajes deben ser capaces de retener eficazmente los tendones, resistir su carga unitaria de rotura y transmitir al hormigón una carga al menos igual a la máxima que el correspondiente tendón puede proporcionar. Para ello deberán cumplir las siguientes condiciones:

- a) El coeficiente de eficacia de un tendón anclado será al menos igual a 0'95.
- b) El deslizamiento entre anclaje y armadura debe finalizar cuando se alcanza la fuerza máxima de tesado (80% de la carga de rotura del tendón)

Si los gatos primero y la retención después, ejercen su acción ortogonalmente a la placa de reparto, la orientación de esa base debe ser la adecuada. A tal efecto y para que su posición no que alterada por la presión del hormigón vertido ni por las sacudidas de los vibradores, el terminal de la vaina debe quedar embutido en la bocina de anclaje, bocina que a su vez, debe quedar firmemente sujeta al encofrado frontal extremo de la pieza. Para ello se atornillará a un taco troncopiramidal de madera que, al extraerlo, deje libre acceso al anclaje.



Fijación al encofrado del terminal de anclaje

En las secciones extremas, es necesario separar los tendones una distancia adecuada para alojar los anclajes y permitir la acción del gato sobre

los terminales del tendón activo. En el caso de este proyecto, al estar todos los cordones alineados verticalmente en el plano de simetría, sólo habrá que estudiar la separación vertical de los terminales de los tendones.

Atendiendo a catálogos comerciales, tendones de 16 mm formados por 7 alambres, como es el caso de este trabajo, precisan, en las secciones extremas, de una separación mínima entre los centros de las vainas de 36 mm, y entre los bordes de éstas de 9 mm.

Nota: la inclusión de éstas medidas no tiene otra finalidad que la simplemente orientativa para definir el trazado general de los tendones como etapa necesaria para la definición geométrica de la armadura activa, por lo que no se garantiza la adecuación de esas dimensiones a las posibles patentes de pretensado que a la hora de la construcción se puedan contratar. Por tanto, se advierte la conveniencia de que, antes del hormigonado de la viga, el suministrador de los equipos de pretensado compruebe la idoneidad de estas medidas y exprese su conformidad o proponga las correcciones necesarias para que la acción de pretensado se lleve a cabo de manera satisfactoria.



Anclajes monofilo



Cuñas de prtensado

5.6 Accesorios

Los accesorios auxiliares de inyección serán:

- Tubo de purga o purgador: Pequeño segmento de tubo que comunica los conductos de pretensado para facilitar la evacuación del aire y del agua del interior de dichos conductos y para seguir paso a paso el avance de la inyección.
- Boquilla de inyección: Pieza que sirve para introducir el producto de inyección en los conductos en los que se alojan las armaduras activas.
- Separador: Pieza que se emplea para distribuir uniformemente dentro de las vainas las distintas armaduras constituyentes del tendón.
- Trompeta de empalme: Pieza de forma troncocónica que enlaza la placa de reparto con la vaina.
- Tubo matriz: Tubo de polietileno, de diámetro exterior algo inferior al interior de la vaina, que se dispone para asegurar la suavidad del trazado.

Todos estos accesorios deben resistir una presión nominal de 2 N/mm^2 .



Equipo de pretensado

CAPITULO 6: MANIPULACION DE LA VIGA EN EL TALLER

6.1 Sujeciones

Debido al elevado peso de la viga, todas las maniobras que se realicen con ella se llevarán a cabo con ayuda del puente grúa existente en los talleres. Para ello, se deberá disponer de puntos donde poder enganchar las eslingas con las que agarraremos la viga.

Estos puntos de enganche se realizarán mediante unas barras de acero que se doblarán e introducirán en el hormigón hasta una distancia que garantice la adherencia al ser traccionadas cuando soporten el peso propio de la viga. Como el hormigonado se realiza de forma que la viga queda en posición invertida, es decir, la base es la cara superior, los puntos de anclaje se colocaran en esta cara, para posteriormente girar la viga con ayuda del puente grúa para colocarla en su posición correcta en el banco de ensayos. Para que resulte fácil el doblado, las barras tendrán un diámetro de 8 mm.

La longitud de anclaje viene expresada en la EHE-08, para el caso de adherencia buena (armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90°), como la necesaria para anclar una fuerza $A_s f_{yd}$ de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante τ_{bd} , de tal manera que se satisfaga la siguiente ecuación de equilibrio:

$$l = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}}$$

Donde τ_{bd} depende de numerosos factores, entre ellos el diámetro de la armadura, las características resistentes del hormigón y de la propia longitud de anclaje, y viene dado por la expresión:

$$\tau_{bd} = 2'25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

f_{ctd} es la resistencia a tracción de cálculo, que viene dada por las siguientes expresiones:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,k} = 0'7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0'3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Como se utilizará un hormigón con $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$, se tiene:

$$f_{ct,m} = 3'795 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,k} = 2'6565 \text{ MPa}$$

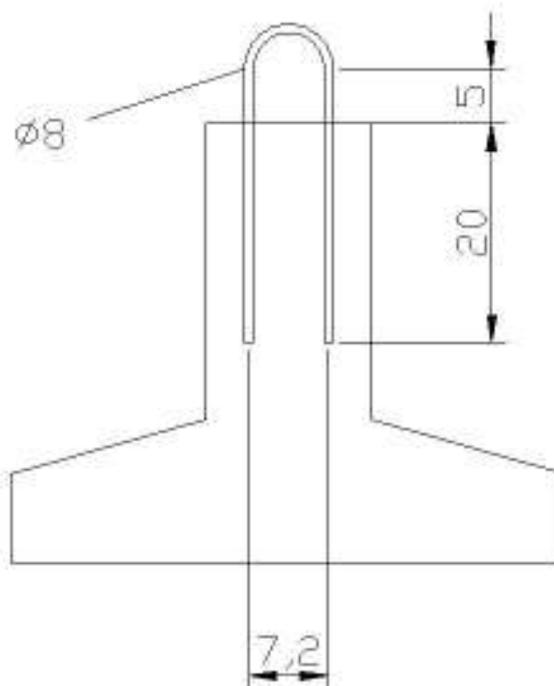
$$f_{ctd} = 1'771 \text{ MPa.}$$

η_1 es un coeficiente relacionado con la calidad de la adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado, que para el caso de adherencia buena es $\eta_1=1$.

η_2 es un coeficiente relacionado con el diámetro de la barra, que para barras con diámetros inferiores a 32 mm, adquiere un valor de $\eta_2=1$.

Con todo esto, el valor de la tensión de adherencia $\tau_{bd} = 4'4275 \text{ MPa}$. Y como se utilizará un acero de límite elástico $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ ($f_{yd} = f_{yk}/1'15$), la longitud de anclaje resultante es:

$$l = 19'64 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ cm.}}$$



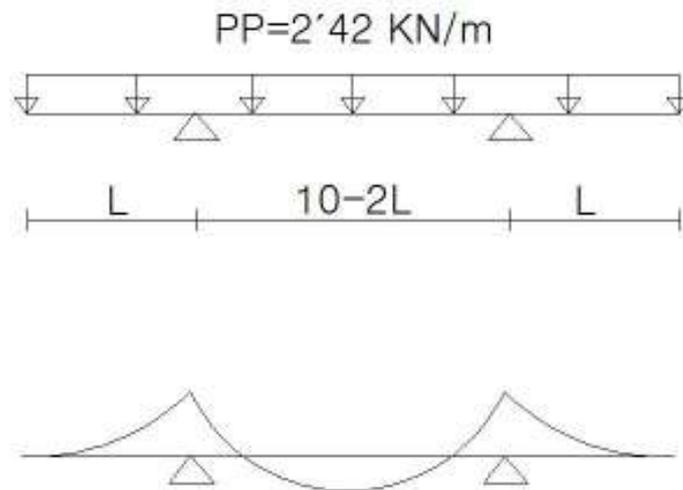
Sujeciones de la viga

6.2 Situación de las sujeciones

Las sujeciones vistas en el punto anterior, deberán situarse a una distancia de los extremos de la viga, de manera que se garantice que la viga no se rompa por la acción de su propio peso.

Para ello, se comprobará a continuación si la armadura pasiva longitudinal que contiene la viga, que es la mínima necesaria para servir de soporte a la armadura pasiva transversal, es suficiente para soportar los momentos producidos por la acción única del peso propio de la viga.

El primer paso a realizar, es la obtención de la ecuaciones de los momentos que se producen en función de la distancia de las sujeciones a los extremos (L). De manera que el problema a estudiar es el siguiente:



Las ecuaciones de momentos mayores que se obtienen en función de L, son:

$$M = -1'21L^2; \text{ para los tramos en voladizo a la altura de las sujeciones.}$$

$M = 30'25 - 12'1L$; para el tramo comprendido entre los puntos de anclaje en su punto medio.

Se elegirá una longitud L, de forma que los máximos momentos positivos y negativos sean iguales en módulo. Así se garantizará la actuación de un momento mínimo. Por tanto igualando las dos expresiones anteriores obtenemos:

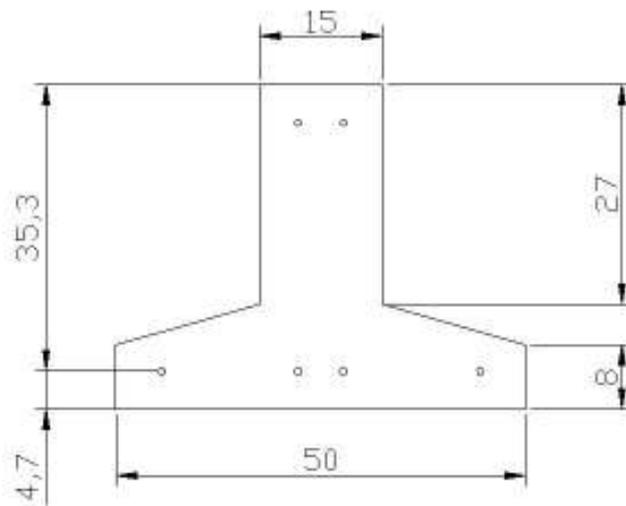
$$L = 2'07 \text{ m.}$$

Para esta longitud, el valor absoluto de los momentos tanto positivos como negativos es de 5'19 KNm, siendo éste el momento de cálculo utilizado en la siguiente comprobación.

Comprobación a momento último:

- *Armadura positiva:*

En este caso la sección de la viga trabaja en su forma invertida, ya que la parte a compresión es el alma, y la parte a tracción se sitúa en el ala.

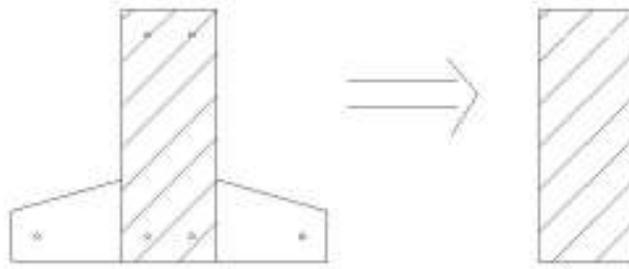


$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cd} = f_{ck} / 1'5 = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \longrightarrow f_{yd} = f_{yk} / 1'15 = 434'7 \text{ MPa}$$

$$M_k = 5'19 \text{ KNm} \longrightarrow M_d = 1'5 M_k = 7'785 \text{ KNm}$$

Para hacer el cálculo más sencillo, estando siempre del lado de la seguridad, tomaremos una sección rectangular de dimensiones 15 x 40:



Las barras son todas de 8 mm de diámetro, por lo que se tiene:

$$A_{s1} = 2'01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 1 \text{ cm}^2$$

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= v_c(\xi) + \omega_2 - \omega_1 \\ \mu &= \mu_c(\xi) + \omega_2(1 - \delta) \end{aligned} \right\}$$

$$U_c = b_0 \cdot d \cdot f_{cd} = 1588'5 \text{ KN} \longrightarrow \left. \begin{aligned} \omega_1 &= \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{U_c} = 0'055 \\ \omega_2 &= \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{U_c} = 0'027 \end{aligned} \right\}$$

$$\xi = \frac{\omega_1 - \omega_2}{0'68} = 0'0411 \longrightarrow \text{Dominio 2} \longrightarrow \rho \cdot \omega_2$$

$$\left. \begin{aligned} 0 &= v_c(\xi) + \omega_2 \cdot \rho - \omega_1 \\ \mu &= \mu_c(\xi) + \omega_2 \cdot \rho \cdot (1 - \delta) \\ \rho &= \frac{E_s}{f_{yd}} \cdot 0'0010 \cdot \frac{\xi - \delta}{1 - \delta} \end{aligned} \right\} \text{ Iniciamos la iteración con } \rho = 0'8$$

$$1. \quad \xi = \frac{\omega_1 - \omega_2 \cdot \rho}{0'68} = 0'049 \longrightarrow \rho = \frac{E_s}{f_{yd}} \cdot 0'0010 \cdot \frac{\xi - \delta}{1 - \delta} = 0'001016$$

$$2. \quad \xi = \frac{\omega_1 - \omega_2 \cdot \rho}{0'68} = 0'0808 \longrightarrow \rho = \frac{E_s}{f_{yd}} \cdot 0'0010 \cdot \frac{\xi - \delta}{1 - \delta} = 0'0177$$

$$3. \quad \xi = \frac{\omega_1 - \omega_2 \cdot \rho}{0'68} = 0'802 \longrightarrow \rho = \frac{E_s}{f_{yd}} \cdot 0'0010 \cdot \frac{\xi - \delta}{1 - \delta} = 0'0174$$

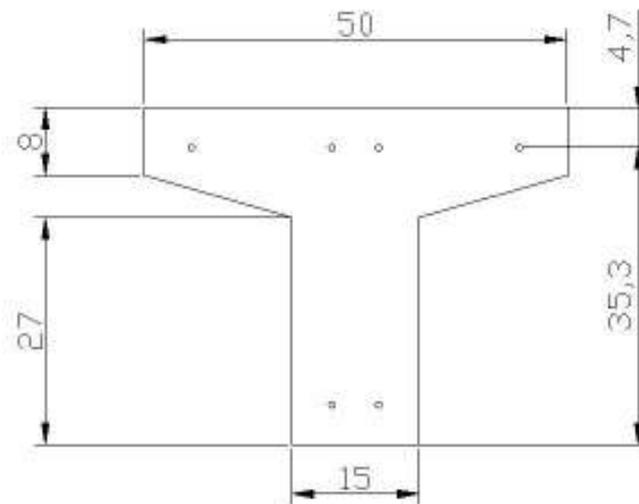
$$\mu_u = 0'68\xi(1 - 0'4\xi) + \rho \cdot \omega_2(1 - \delta) = 0'0532$$

$$M_u = \mu_u \cdot U_c \cdot d = 29'83 \text{ KNm} \longrightarrow \gamma_f = \frac{M_u}{M_k} = 5'75 \geq 1'5$$

Por tanto la armadura positiva es suficiente.

- *Armadura negativa:*

Ahora la sección de la viga trabaja en su forma original. La parte a tracción está en el ala, mientras que la compresión es soportada por el alma.



$$M_0 = 0'85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0'5h_0) = 319'26 \text{ KN}$$

$M_d < M_0 \longrightarrow$ Se estudia la sección como rectangular de dimensiones $b \times h$:



Ahora las secciones de acero se invierten:

$$A_{s1} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2'01 \text{ cm}^2$$

Las ecuaciones de equilibrio serán:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= v_c(\xi) + \omega_2 - \omega_1 \\ \mu &= \mu_c(\xi) + \omega_2(1 - \delta) \end{aligned} \right\}$$

$$U_c = b \cdot d \cdot f_{cd} = 5295 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \left. \begin{aligned} \omega_1 &= \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{U_c} = 0'0082 \\ \omega_2 &= \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{U_c} = 0'0165 \end{aligned} \right\}$$

$\xi = \frac{\omega_1 - \omega_2}{0'68} < 0 \quad \longrightarrow \quad$ No se considera la armadura superior, estando del lado de la seguridad. Por lo que las ecuaciones de equilibrio quedan:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= v_c(\xi) - \omega_1 \\ \mu &= \mu_c(\xi) \end{aligned} \right\}$$

$$\xi = \frac{\omega_1}{0'68} = 0'012 \quad \longrightarrow \quad \text{Dominio 2}$$

$$\mu_u = 0'68\xi(1 - 0'4\xi) = 0'00812$$

$$M_u = \mu_u \cdot U_c \cdot d = 15'15 \text{ KNm} \quad \longrightarrow \quad \gamma_f = \frac{M_u}{M_k} = 2'92 \geq 1'5$$

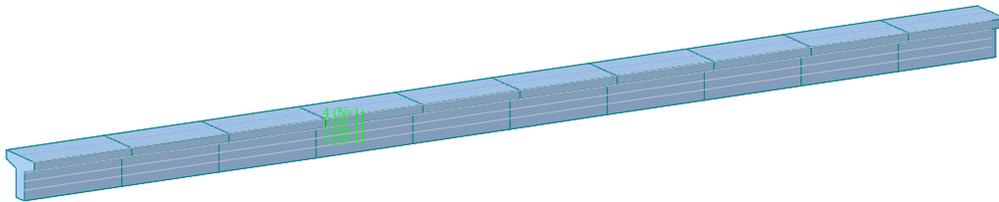
Vemos que la armadura negativa también es suficiente.

CAPITULO 7: SIMULACION

7.1 Definición del modelo

En este capítulo se realizará un modelado informático de la viga con la ayuda del software MIDAS CIVIL, programa de elementos finitos aplicado a la ingeniería civil. Se verá cuál es la máxima carga que soporta la viga, siendo aplicada ésta en el punto medio del elemento. Además, para esta carga de rotura, se mostrarán los distintos gráficos correspondientes a esfuerzos, tensiones y deformaciones.

Academic version



Modelo de la viga con representación de los cuatro tendones de pretensado

La viga se modela como una viga biapoyada en sus extremos, que es la situación en la que se encontrará en el banco de ensayos. Las cargas consideradas para la realización de la simulación han sido el peso propio de la viga, la fuerza de pretensado y la acción de la carga central, aplicando unos coeficientes de seguridad de $\gamma_g= 1$, para el peso propio; $\gamma_p= 1'35$, para la fuerza de pretensado; y $\gamma_Q= 1'50$ para la carga aplicada, tal y como se indica en la EHE-08:

| TIPO DE ACCIÓN | Situación persistente o transitoria | | Situación accidental | |
|----------------------------------|-------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | Efecto favorable | Efecto desfavorable | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| Permanente | $\gamma_D = 1,00$ | $\gamma_D = 1,35$ | $\gamma_D = 1,00$ | $\gamma_D = 1,00$ |
| Pretensado | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ |
| Permanente de valor no constante | $\gamma_{D-} = 1,00$ | $\gamma_{D-} = 1,50$ | $\gamma_{D-} = 1,00$ | $\gamma_{D-} = 1,00$ |
| Variable | $\gamma_{D-} = 0,00$ | $\gamma_{D-} = 1,50$ | $\gamma_{D-} = 0,00$ | $\gamma_{D-} = 1,00$ |
| Accidental | - | - | $\gamma_A = 1,00$ | $\gamma_A = 1,00$ |

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límites últimos.

Finalmente se considerará que la viga rompe cuando se alcanzan una tensión de tracción en el hormigón que supere la resistencia a tracción del mismo, que en el caso del hormigón empleado es $f_{ct,m} = 3'795 \text{ MPa}$, como se vio en el capítulo anterior. O bien, una tensión de tracción en los tendones de pretensado que supere el límite elástico del acero utilizado, que en este caso es de **1860 MPa**.

NOTA: el programa considera positivas las tensiones de tracción y negativas las de compresión.

7.2 Acción del pretensado

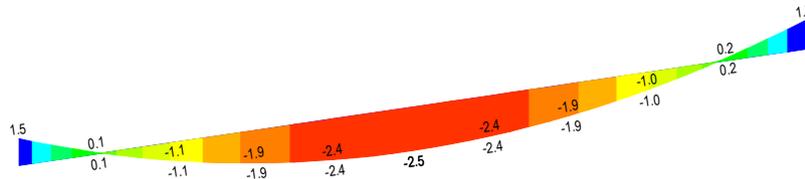
7.2.1 Orden de pretensado

Se realizará el pretensado de los cuatro tendones, de manera que el orden de en que se vayan tesando los tendones garantice la mínima tracción posible, o en caso de no existir tracciones, se elegirá la opción en la que las tensiones de compresión sean menores.

NOTA: la numeración de los tendones va en orden ascendente desde el tendón inferior (nº 1) hasta el tendón superior (nº 4).

7.2.1.1 Primer tesado:

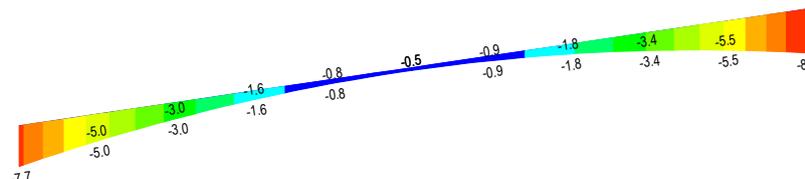
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED1 (-y,+z) |
| 1.66415e+000 |
| 1.28168e+000 |
| 8.99217e-001 |
| 5.16751e-001 |
| 0.00000e+000 |
| -2.48183e-001 |
| -6.30650e-001 |
| -1.01312e+000 |
| -1.39558e+000 |
| -1.77805e+000 |
| -2.16052e+000 |
| -2.54298e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 10 |
| MIN : 6 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones fibra superior tesado tendón 1

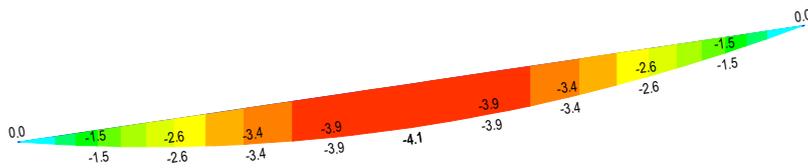
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED4 (-y,-z) |
| -5.19877e-001 |
| -1.22013e+000 |
| -1.92039e+000 |
| -2.62064e+000 |
| -3.32090e+000 |
| -4.02115e+000 |
| -4.72141e+000 |
| -5.42166e+000 |
| -6.12192e+000 |
| -6.82217e+000 |
| -7.52243e+000 |
| -8.22269e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 5 |
| MIN : 10 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones fibra inferior tesado€ tendón 1

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED1 (-y, +z)

| |
|---------------|
| 3.98422e-002 |
| 0.00000e+000 |
| -7.14982e-001 |
| -1.09239e+000 |
| -1.46981e+000 |
| -1.84722e+000 |
| -2.22463e+000 |
| -2.60204e+000 |
| -2.97946e+000 |
| -3.35687e+000 |
| -3.73428e+000 |
| -4.11169e+000 |

PostCS

CB: C1

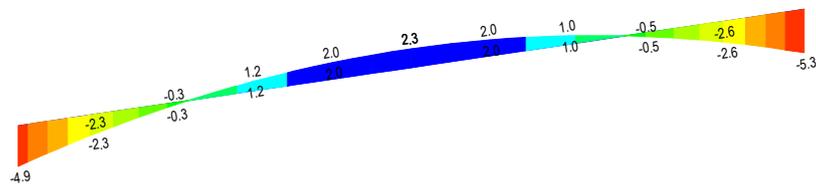
MAX : 10
MIN : 5

FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 2

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED4 (-y, -z)

| |
|---------------|
| 2.28530e+000 |
| 1.59408e+000 |
| 9.02862e-001 |
| 0.00000e+000 |
| -4.79571e-001 |
| -1.17079e+000 |
| -1.86201e+000 |
| -2.55322e+000 |
| -3.24444e+000 |
| -3.93566e+000 |
| -4.62687e+000 |
| -5.31809e+000 |

PostCS

CB: C1

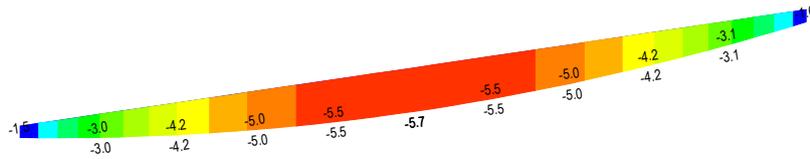
MAX : 5
MIN : 10

FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 2

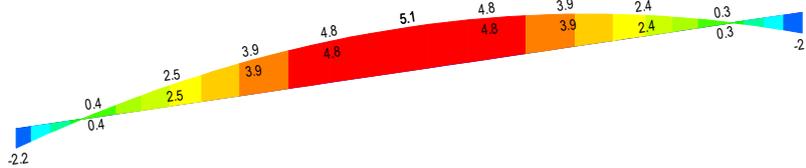
Academic version



| |
|-------------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED1 (-y, +z) |
| -1.47418e+000 |
| -1.85656e+000 |
| -2.23895e+000 |
| -2.62133e+000 |
| -3.00371e+000 |
| -3.38610e+000 |
| -3.76848e+000 |
| -4.15087e+000 |
| -4.53325e+000 |
| -4.91564e+000 |
| -5.29802e+000 |
| -5.68040e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 1 |
| MIN : 5 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm ² |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 3

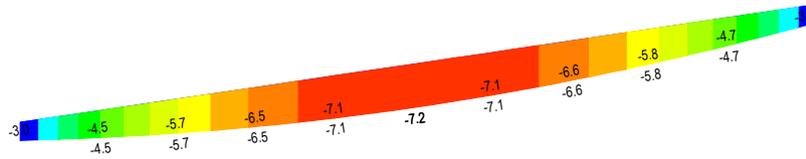
Academic version



| |
|-------------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED4 (-y, -z) |
| 5.09047e+000 |
| 4.40829e+000 |
| 3.72611e+000 |
| 3.04393e+000 |
| 2.36176e+000 |
| 1.67958e+000 |
| 9.97398e-001 |
| 0.00000e+000 |
| -3.66959e-001 |
| -1.04914e+000 |
| -1.73132e+000 |
| -2.41350e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 5 |
| MIN : 10 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm ² |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 3

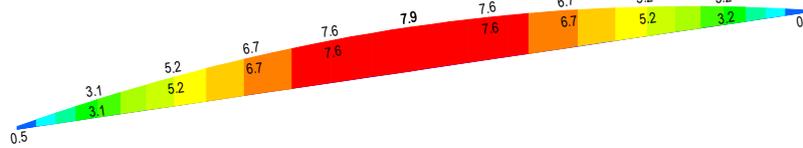
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED1 (-y,+z) |
| -2.98360e+000 |
| -3.37120e+000 |
| -3.75880e+000 |
| -4.14640e+000 |
| -4.53400e+000 |
| -4.92161e+000 |
| -5.30921e+000 |
| -5.69681e+000 |
| -6.08441e+000 |
| -6.47201e+000 |
| -6.85962e+000 |
| -7.24722e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 1 |
| MIN : 5 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 4

Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED4 (-y,-z) |
| 7.89225e+000 |
| 7.21602e+000 |
| 6.53978e+000 |
| 5.86354e+000 |
| 5.18731e+000 |
| 4.51107e+000 |
| 3.83483e+000 |
| 3.15860e+000 |
| 2.48236e+000 |
| 1.80612e+000 |
| 1.12989e+000 |
| 4.53649e-001 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 5 |
| MIN : 1 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 4

Como resumen del primer tesado se expone el siguiente cuadro:

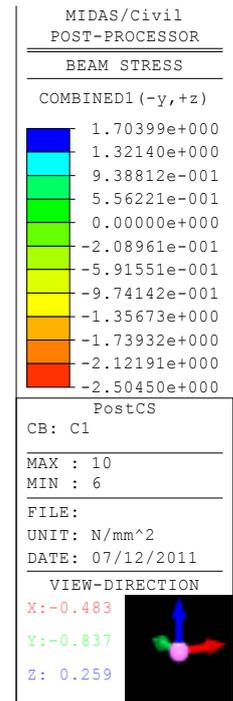
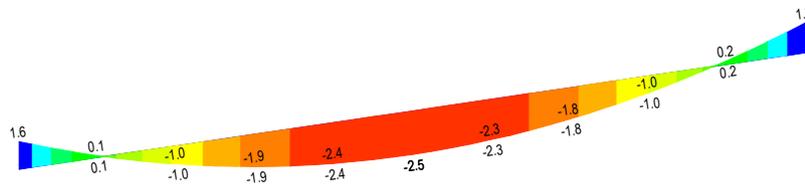
| | FIBRA SUPERIOR | | FIBRA INFERIOR | |
|---|----------------|----------|----------------|----------|
| | Centro | Extremos | Centro | Extremos |
| 1 | -2'5 | 1'7 | 0'5 | -8'2 |
| 2 | -4'1 | 0 | 2'3 | -5'3 |
| 3 | -5'7 | -1'6 | 5'1 | -2'4 |
| 4 | -7'2 | -3'2 | 7'9 | 0'5 |

Tensiones producidas al tesar el primer tendón (MPa)

Como se aprecia en la tabla, las menores tracciones se producen al tesar en primer lugar el tendón número 1.

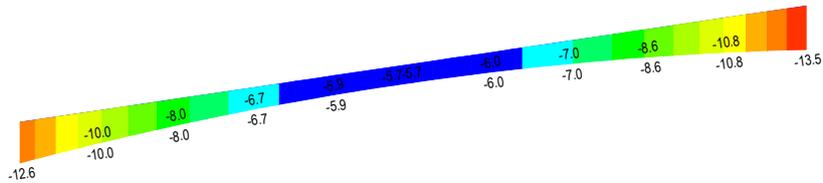
7.2.1.2 Segundo tesado:

Academic version



Tensiones en la fibra superior tesado tendón 2

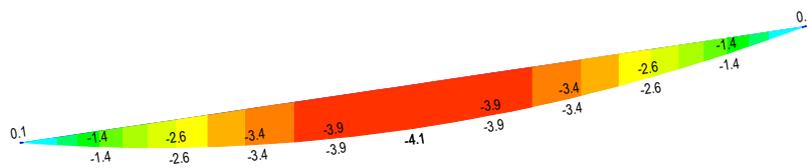
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED4 (-y,-z) |
| -5.65091e+000 |
| -6.36817e+000 |
| -7.08543e+000 |
| -7.80269e+000 |
| -8.51995e+000 |
| -9.23721e+000 |
| -9.95447e+000 |
| -1.06717e+001 |
| -1.13890e+001 |
| -1.21063e+001 |
| -1.28235e+001 |
| -1.35408e+001 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 5 |
| MIN : 10 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 2

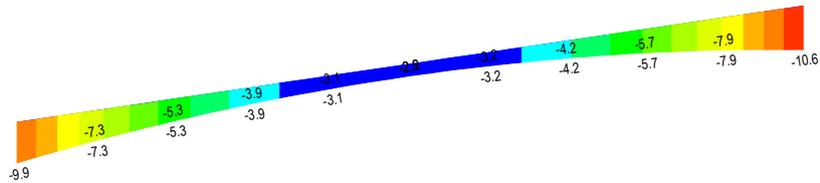
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED1 (-y,+z) |
| 7.96844e-002 |
| 0.00000e+000 |
| -6.75388e-001 |
| -1.05292e+000 |
| -1.43046e+000 |
| -1.80800e+000 |
| -2.18553e+000 |
| -2.56307e+000 |
| -2.94061e+000 |
| -3.31814e+000 |
| -3.69568e+000 |
| -4.07322e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 10 |
| MIN : 6 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 3

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED4 (-y, -z)

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -2.85076e+000 |
| Cyan | -3.55853e+000 |
| Green | -4.26629e+000 |
| Light Green | -4.97406e+000 |
| Yellow-Green | -5.68182e+000 |
| Yellow | -6.38959e+000 |
| Orange | -7.09735e+000 |
| Red-Orange | -7.80512e+000 |
| Red | -8.51288e+000 |
| Dark Red | -9.22065e+000 |
| Dark Red | -9.92842e+000 |
| Dark Red | -1.06362e+001 |

PostCS

CB: C1

MAX : 6
MIN : 10

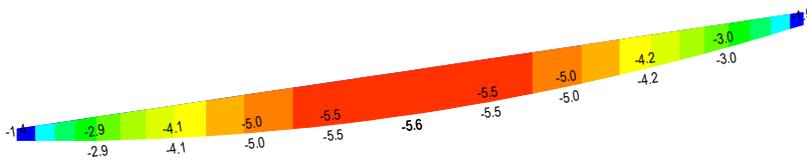
FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 3

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED1 (-y, +z)

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -1.43528e+000 |
| Cyan | -1.81753e+000 |
| Green | -2.19978e+000 |
| Light Green | -2.58203e+000 |
| Yellow-Green | -2.96428e+000 |
| Yellow | -3.34653e+000 |
| Orange | -3.72878e+000 |
| Red-Orange | -4.11103e+000 |
| Red | -4.49328e+000 |
| Dark Red | -4.87553e+000 |
| Dark Red | -5.25778e+000 |
| Dark Red | -5.64003e+000 |

PostCS

CB: C1

MAX : 1
MIN : 6

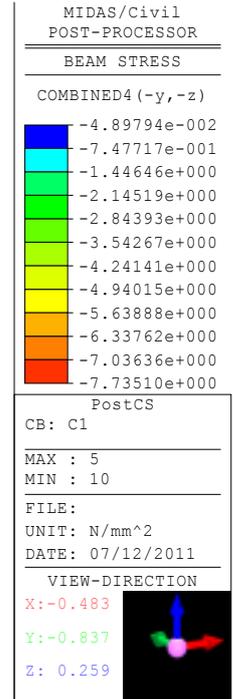
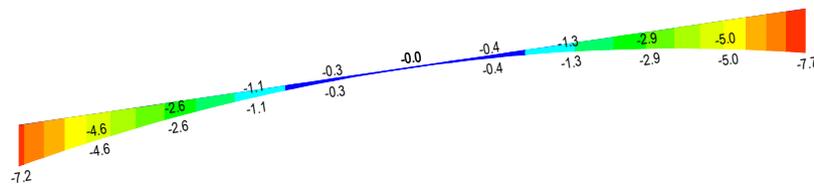
FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 4

Academic version



Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 4

Como resumen del segundo tesado se expone el siguiente cuadro:

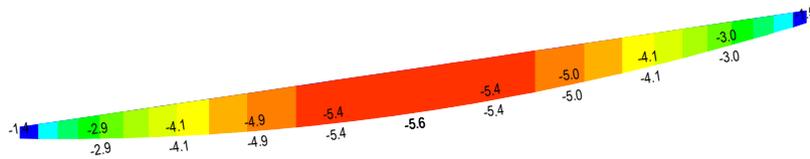
| | FIBRA SUPERIOR | | FIBRA INFERIOR | |
|---|----------------|----------|----------------|----------|
| | Centro | Extremos | Centro | Extremos |
| 1 | - | - | - | - |
| 2 | -2'5 | 1'7 | -5'7 | -13'5 |
| 3 | -4'1 | 0'1 | -2'9 | -10'6 |
| 4 | -5'6 | -1'5 | 0 | -7'7 |

Tensiones producidas al tesar el primer tendón (MPa)

Se aprecia en el cuadro que el único tesado en el que no se sufren tracciones, es el del tendón número 4. Por lo que será este el que se tese en segundo lugar.

7.2.1.3 Tercer tesado:

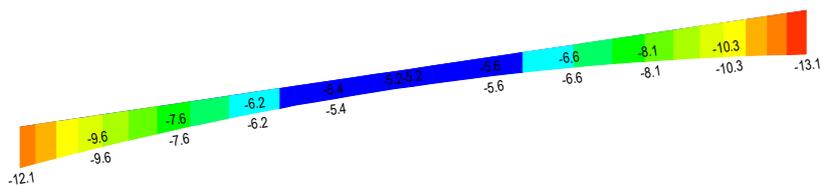
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED1 (-y,+z) |
| -1.39821e+000 |
| -1.78033e+000 |
| -2.16246e+000 |
| -2.54458e+000 |
| -2.92670e+000 |
| -3.30882e+000 |
| -3.69094e+000 |
| -4.07306e+000 |
| -4.45519e+000 |
| -4.83731e+000 |
| -5.21943e+000 |
| -5.60155e+000 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 1 |
| MIN : 6 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 2

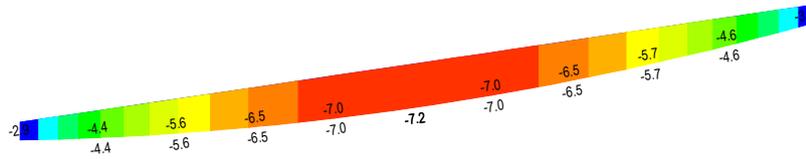
Academic version



| |
|-------------------|
| MIDAS/Civil |
| POST-PROCESSOR |
| BEAM STRESS |
| COMBINED4 (-y,-z) |
| -5.18086e+000 |
| -5.89653e+000 |
| -6.61219e+000 |
| -7.32786e+000 |
| -8.04353e+000 |
| -8.75919e+000 |
| -9.47486e+000 |
| -1.01905e+001 |
| -1.09062e+001 |
| -1.16219e+001 |
| -1.23375e+001 |
| -1.30532e+001 |
| PostCS |
| CB: C1 |
| MAX : 5 |
| MIN : 10 |
| FILE: |
| UNIT: N/mm^2 |
| DATE: 07/12/2011 |
| VIEW-DIRECTION |
| X: -0.483 |
| Y: -0.837 |
| Z: 0.259 |

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 2

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED1 (-y,+z)

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -2.90946e+000 |
| Cyan | -3.29680e+000 |
| Green | -3.68415e+000 |
| Light Green | -4.07150e+000 |
| Yellow-Green | -4.45884e+000 |
| Yellow | -4.84619e+000 |
| Orange | -5.23353e+000 |
| Red-Orange | -5.62088e+000 |
| Red | -6.00822e+000 |
| Dark Red | -6.39557e+000 |
| Dark Red | -6.78291e+000 |
| Dark Red | -7.17026e+000 |

PostCS

CB: C1

MAX : 1
MIN : 5

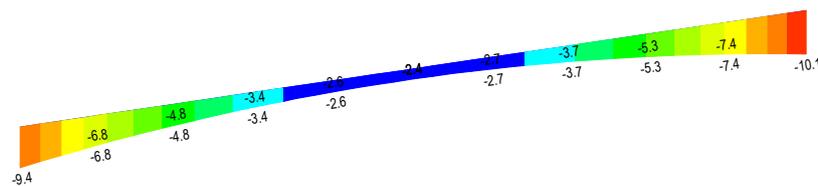
FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra superior tesado tendón 3

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED4 (-y,-z)

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -2.37986e+000 |
| Cyan | -3.08611e+000 |
| Green | -3.79236e+000 |
| Light Green | -4.49861e+000 |
| Yellow-Green | -5.20486e+000 |
| Yellow | -5.91110e+000 |
| Orange | -6.61735e+000 |
| Red-Orange | -7.32360e+000 |
| Red | -8.02985e+000 |
| Dark Red | -8.73610e+000 |
| Dark Red | -9.44234e+000 |
| Dark Red | -1.01486e+001 |

PostCS

CB: C1

MAX : 5
MIN : 10

FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 3

Como resumen del tercer tesado se expone el siguiente cuadro:

| | FIBRA SUPERIOR | | FIBRA INFERIOR | |
|---|----------------|----------|----------------|----------|
| | Centro | Extremos | Centro | Extremos |
| 1 | - | - | - | - |
| 2 | -5'6 | -1'5 | -5'2 | -13'1 |
| 3 | -7'2 | -3'1 | -2'4 | -10'1 |
| 4 | - | - | - | - |

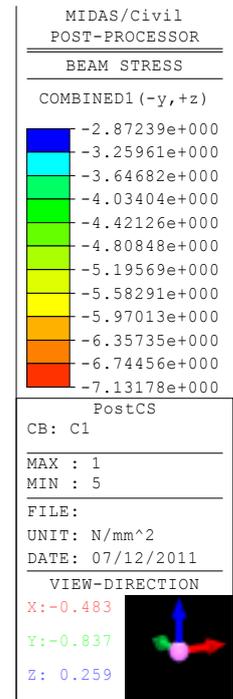
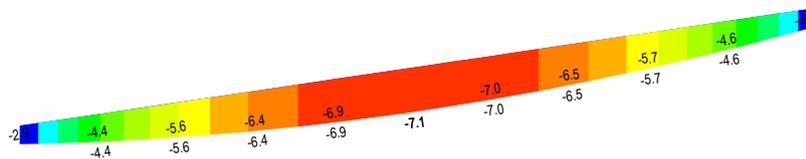
Tensiones producidas al tesar el primer tendón (MPa)

En este caso no existen tracciones, siendo el tesado del tendón número 3 el que provoca las menores tensiones de compresión. Por tanto, este será el que se tese en tercer lugar.

7.2.1.4 Cuarto tesado:

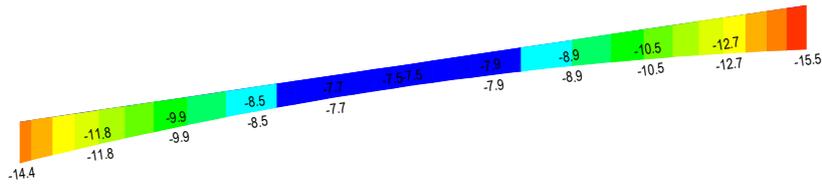
El cuarto tesado se realizará al único tendón que queda sin tesar, el número 2, produciéndose las siguientes tensiones:

Academic version



Tensiones en la fibra superior tesado tendón 2

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM STRESS

COMBINED4 (-y, -z)

PostCS

CB: C1

MAX : 5
MIN : 10

FILE:
UNIT: N/mm²
DATE: 07/12/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Tensiones en la fibra inferior tesado tendón 2

Como resumen del cuarto tesado se expone el siguiente cuadro:

| | FIBRA SUPERIOR | | FIBRA INFERIOR | |
|----------|----------------|-------------|----------------|--------------|
| | Centro | Extremos | Centro | Extremos |
| 1 | - | - | - | - |
| 2 | -7'1 | -3'1 | -7'5 | -15'5 |
| 3 | -- | - | - | - |
| 4 | - | - | - | - |

Por tanto el orden de tesado será el siguiente:

1º: Tendón número 1

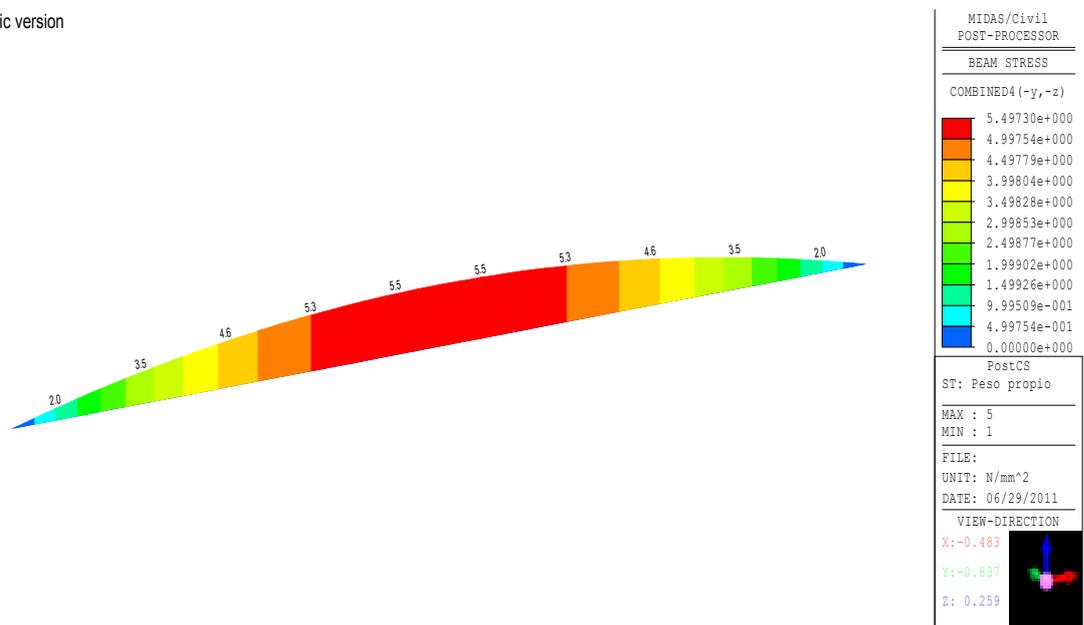
2º: Tendón número 4

3º: Tendón número 3

4º: Tendón número 2

A continuación se verá cuáles serían los efectos del pretensado en la viga. Recordar que el pretensado se realizaría con la viga apoyada en el suelo, ya que si se realizara en el banco de pruebas, el propio peso de la viga haría que esta se rompiera, como se puede apreciar en la siguiente figura, que muestra las tensiones que se producirían en las fibra inferior de las distintas secciones de hormigón por la acción única del peso propio.

Academic version



Tensiones en la fibra inferior debidas al peso propio

Se puede apreciar como la tensión en el punto medio tiene un valor de 5'5 MPa, que es mayor que la resistencia a tracción del hormigón.

Seguidamente se exponen los efectos del pretensado:

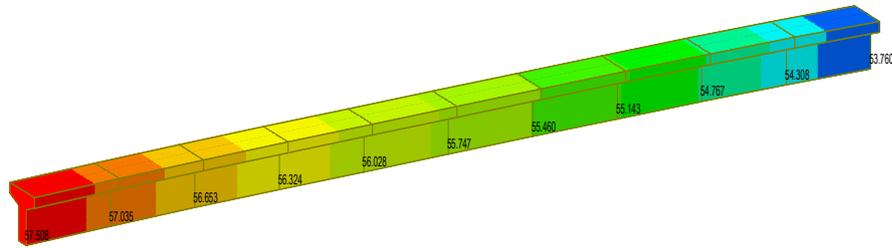
7.2.2 Deformaciones:

Se aprecia un acortamiento de la viga al mismo tiempo que se produce una flecha positiva.

Análisis de la construcción y ensayo de una viga de hormigón pretensado - postesado

Juan Ignacio Gómez Montoro

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

DISPLACEMENT

RESULTANT

| |
|--------------|
| 5.75075e+001 |
| 5.71669e+001 |
| 5.68262e+001 |
| 5.64855e+001 |
| 5.61448e+001 |
| 5.58042e+001 |
| 5.54635e+001 |
| 5.51228e+001 |
| 5.47821e+001 |
| 5.44415e+001 |
| 5.41008e+001 |
| 5.37601e+001 |

SCALE FACTOR=
8.6945E+000

PostCS

CB: C1

MAX : 1
MIN : 2

FILE:

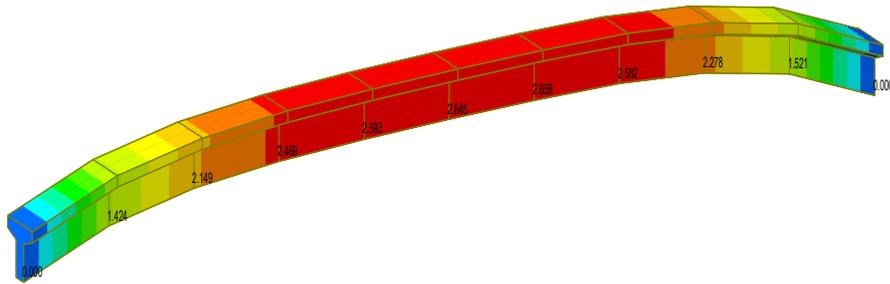
UNIT: mm
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Deformación longitudinal debida al pretensado

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

DISPLACEMENT

Z-DIRECTION

| |
|--------------|
| 2.65785e+000 |
| 2.41623e+000 |
| 2.17461e+000 |
| 1.93298e+000 |
| 1.69136e+000 |
| 1.44974e+000 |
| 1.20811e+000 |
| 9.66492e-001 |
| 7.24869e-001 |
| 4.83246e-001 |
| 2.41623e-001 |
| 0.00000e+000 |

SCALE FACTOR=
1.8812E+002

PostCS

CB: C1

MAX : 8
MIN : 1

FILE:

UNIT: mm
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

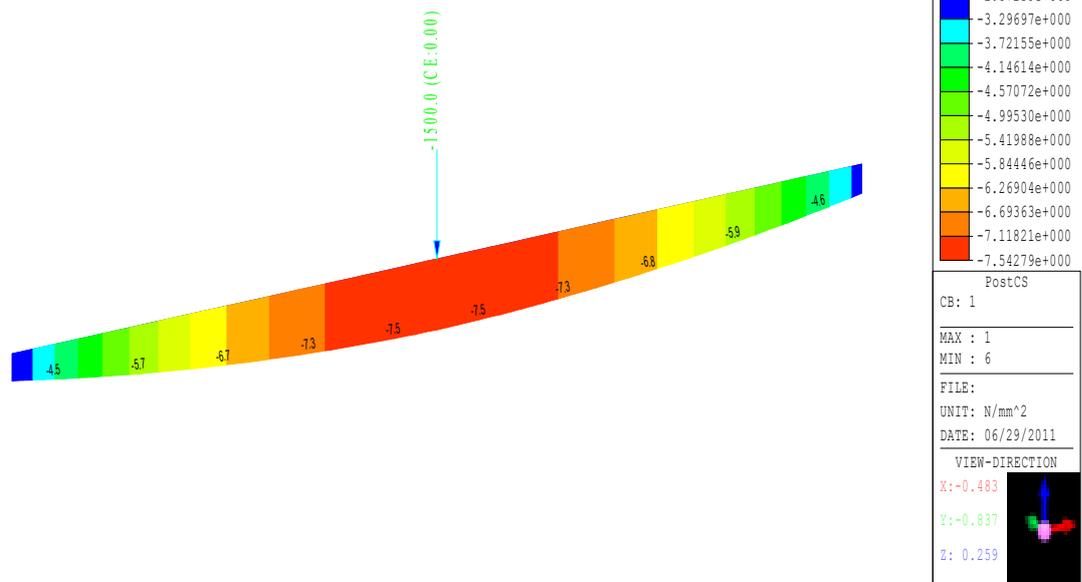
Deformación vertical debida al pretensado

Por otro lado, en los tendones de acero activo, se experimenta una elongación de 69'2 mm debido a la acción de pretensado.

7.2.3 Tensiones:

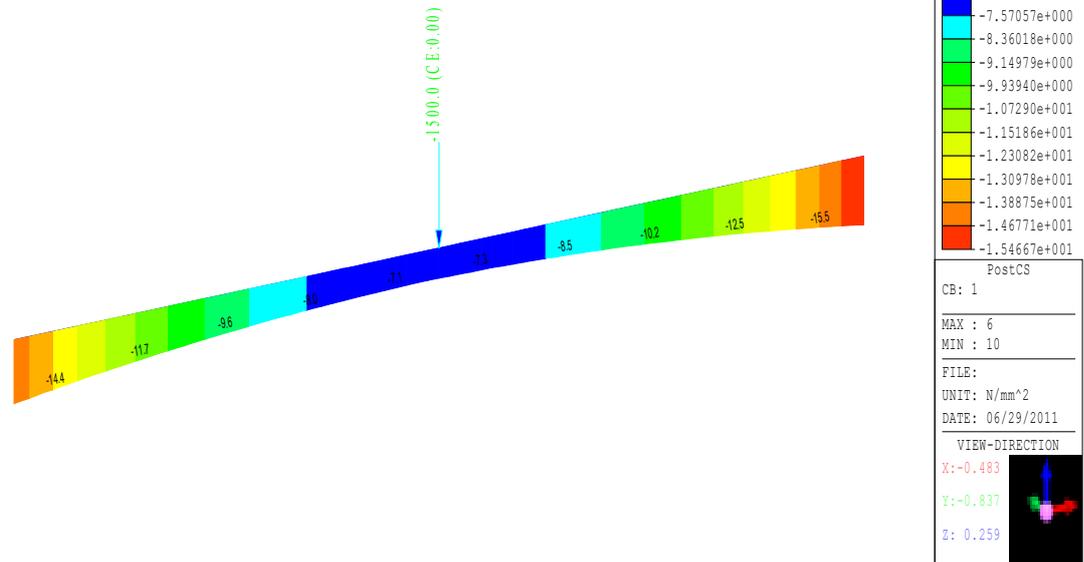
Las tensiones provocadas por el pretensado ocasionan una compresión en todas las secciones de la viga, tanto en la fibra superior como en la inferior.

Academic version



Tensiones en la fibra superior debido al pretensado

Academic version



Tensiones en la fibra inferior debido al pretensado

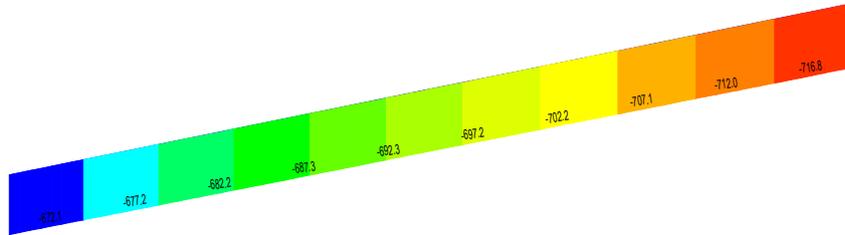
7.2.4 Esfuerzos:

Al someter la viga al pretensado se producen en ella unos axiles de compresión (como es lógico al aplicar unos esfuerzos de pretensado) unos cortantes, fruto del peso propio, y unos momentos negativos.

Análisis de la construcción y ensayo de una viga de hormigón pretensado - postesado

Juan Ignacio Gómez Montoro

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -6.66917e+002 |
| Cyan | -6.71453e+002 |
| Green | -6.75989e+002 |
| Light Green | -6.80525e+002 |
| Yellow-Green | -6.85060e+002 |
| Yellow | -6.89596e+002 |
| Orange | -6.94132e+002 |
| Light Orange | -6.98668e+002 |
| Red-Orange | -7.03204e+002 |
| Red | -7.07740e+002 |
| Dark Red | -7.12276e+002 |
| Black | -7.16812e+002 |

PostCS

CB: C1

MAX : 1
MIN : 10

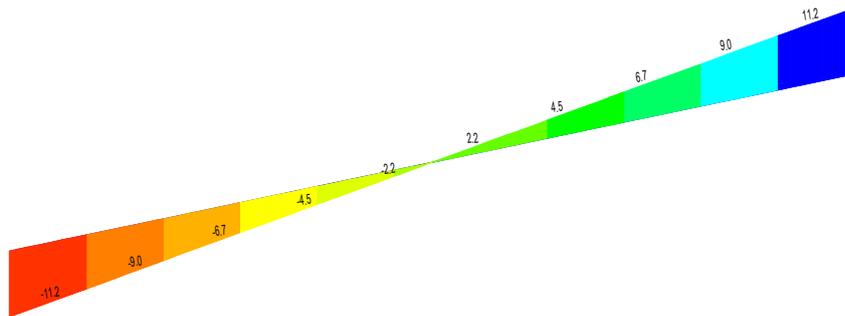
FILE:
UNIT: kN
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Axiles debidos al pretensado

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | 1.12195e+001 |
| Cyan | 9.17961e+000 |
| Green | 7.13969e+000 |
| Light Green | 5.09978e+000 |
| Yellow-Green | 3.05987e+000 |
| Yellow | 0.00000e+000 |
| Orange | -1.01996e+000 |
| Red-Orange | -3.05987e+000 |
| Red | -5.09978e+000 |
| Dark Red | -7.13969e+000 |
| Black | -9.17961e+000 |
| Black | -1.12195e+001 |

PostCS

ST: Peso propio

MAX : 10
MIN : 1

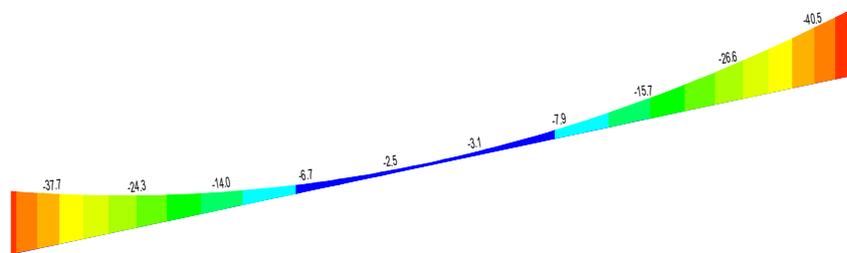
FILE:
UNIT: kN
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Cortantes debidos al pretensado

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

| | |
|--------------|---------------|
| Blue | -1.25703e+000 |
| Cyan | -4.82544e+000 |
| Green | -8.39384e+000 |
| Light Green | -1.19623e+001 |
| Yellow-Green | -1.55307e+001 |
| Yellow | -1.90991e+001 |
| Orange | -2.26675e+001 |
| Red-Orange | -2.62359e+001 |
| Red | -2.98043e+001 |
| Dark Red | -3.33727e+001 |
| Dark Red | -3.69411e+001 |
| Dark Red | -4.05095e+001 |

PostCS

CB: C1

MAX : 6
MIN : 10

FILE:
UNIT: kN*m
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Momentos debidos al pretensado

Como resumen de los resultados obtenidos, se expone el siguiente cuadro donde se indican los máximos valores que alcanza cada una de las variables vistas:

| DEFORMACIONES | | TENSIONES | | ESFUERZOS | | |
|---------------|---------------|--------------------|---------------------|--------------|------------------|------------------|
| Long. (mm) | Vert. (mm) | Fib. Sup. (MPa) | Fib. Inf. (MPa.) | Axil (KN) | Cortante (KN) | Momento (KNm) |
| -55'5 | 2'6 | -7'5 | -14'4 | -697'2 | 11'2 | -40'5 |

7.3 Aplicación de la carga

7. 3. 1 Carga de rotura

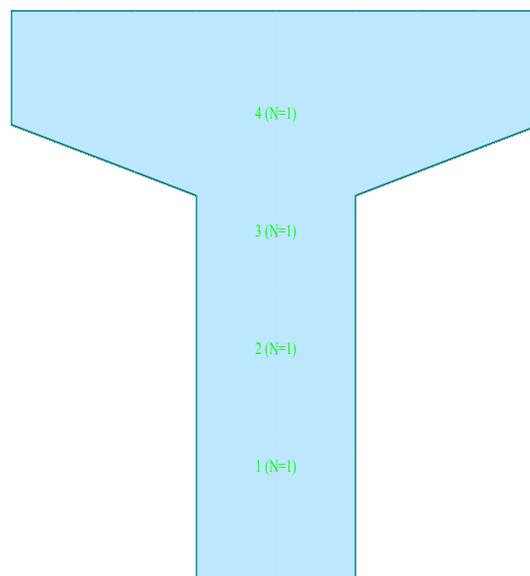
En primer lugar se estudiará para qué valor de la carga aplicada se produce el fallo, o bien del hormigón, o bien del acero activo. Para ello, iremos

aumentando el valor de la carga 1 KN hasta que se sobrepase la resistencia a tracción del hormigón, o el límite elástico del acero.

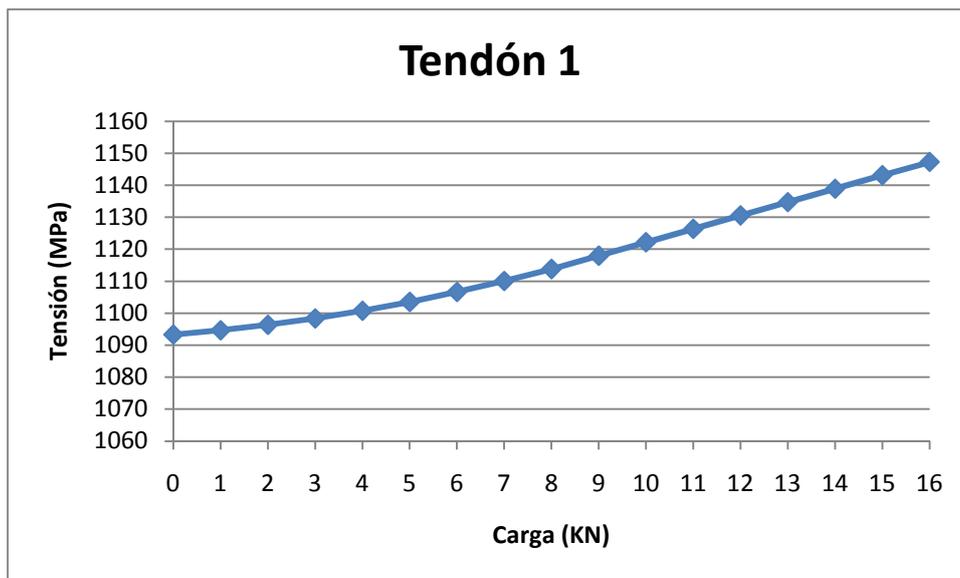
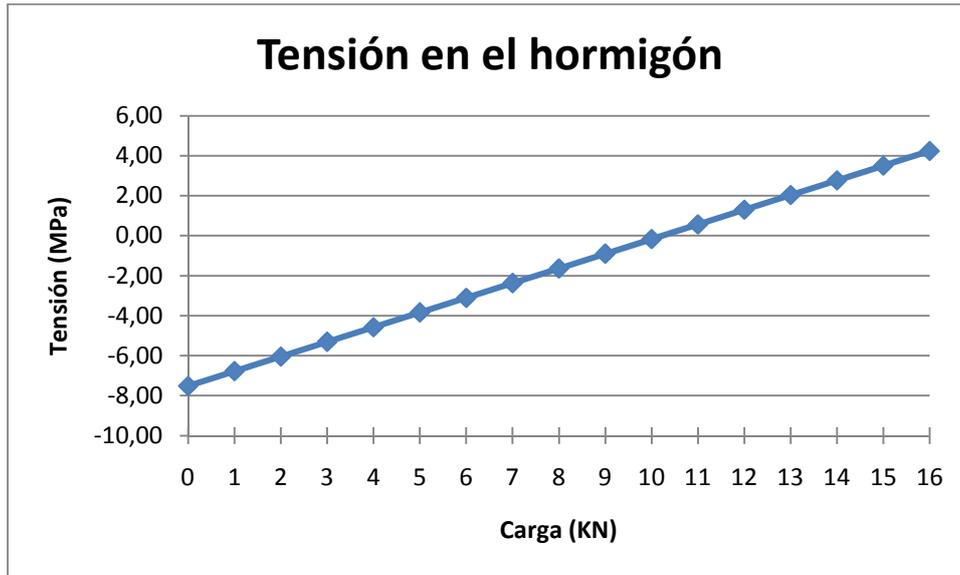
Se presenta la evolución hasta el fallo de la viga en los siguientes gráficos, que representan la evolución de la máxima tensión sufridas tanto en el hormigón como en el acero.

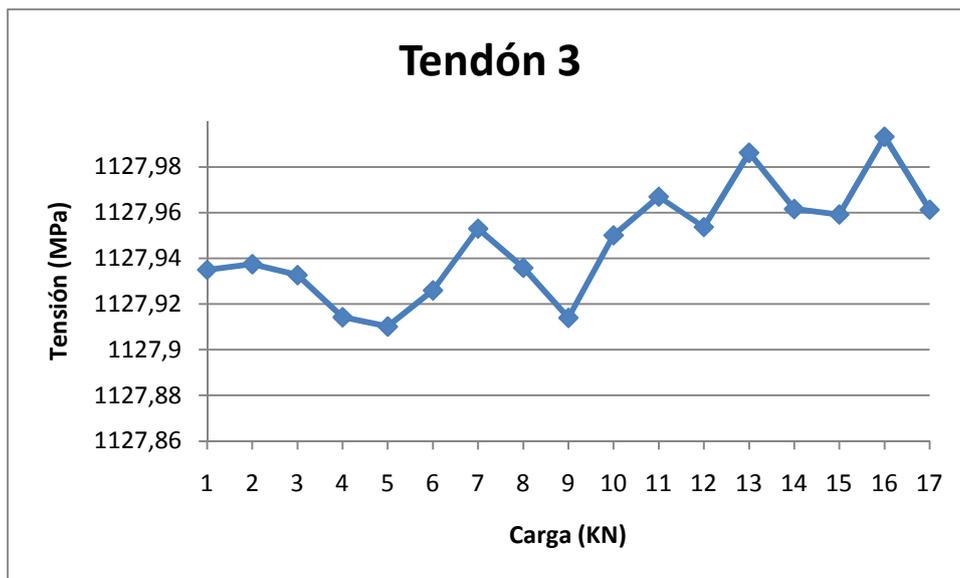
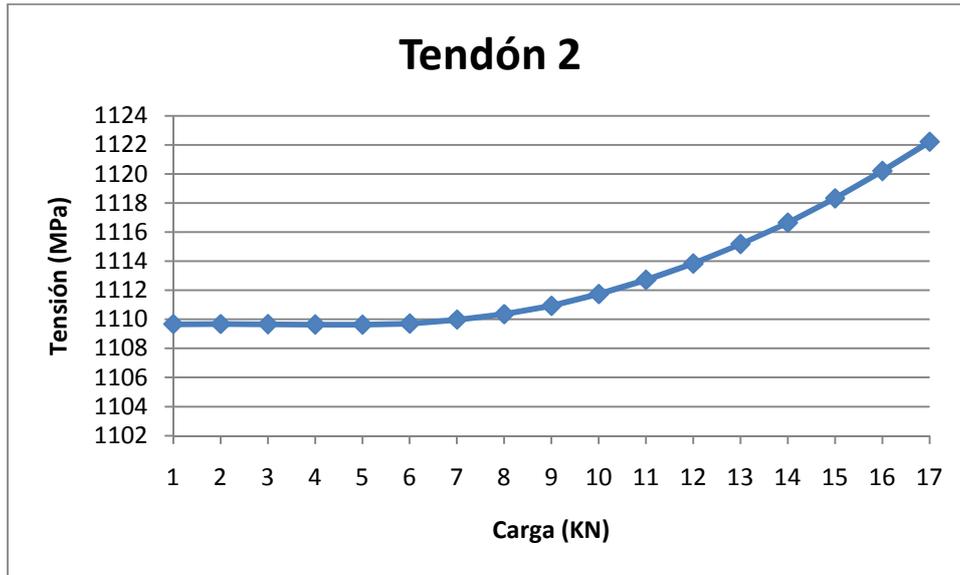
NOTA: En el caso del acero, se indican los gráficos correspondientes a cada tendón, comenzando por el inferior (nº 1) y terminando por el superior (nº 4):

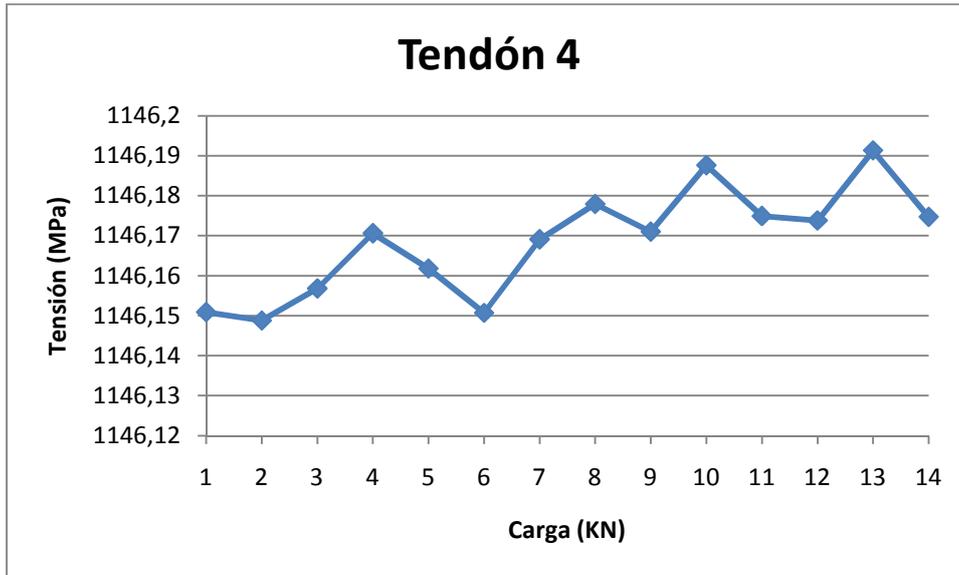
Academic version



Distribución de los tendones

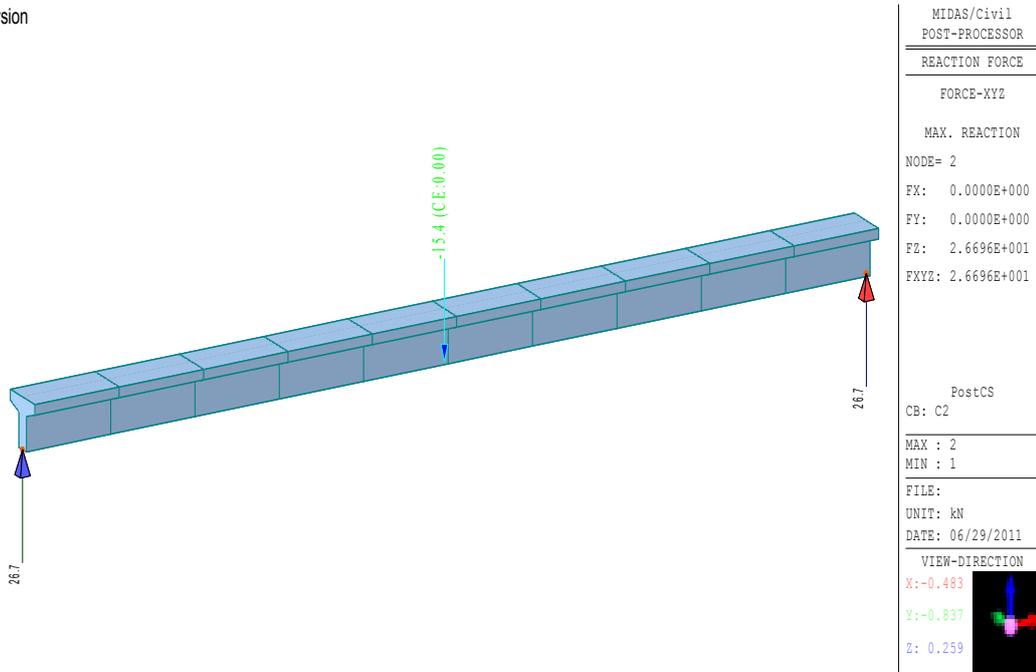






Como se puede apreciar en los gráficos, el fallo de la viga se produce debido al fallo del hormigón, ya que se alcanza antes la resistencia a tracción del mismo, que el límite elástico del acero activo. Concretamente, se alcanza para un valor de la carga de **15'4 KN**.

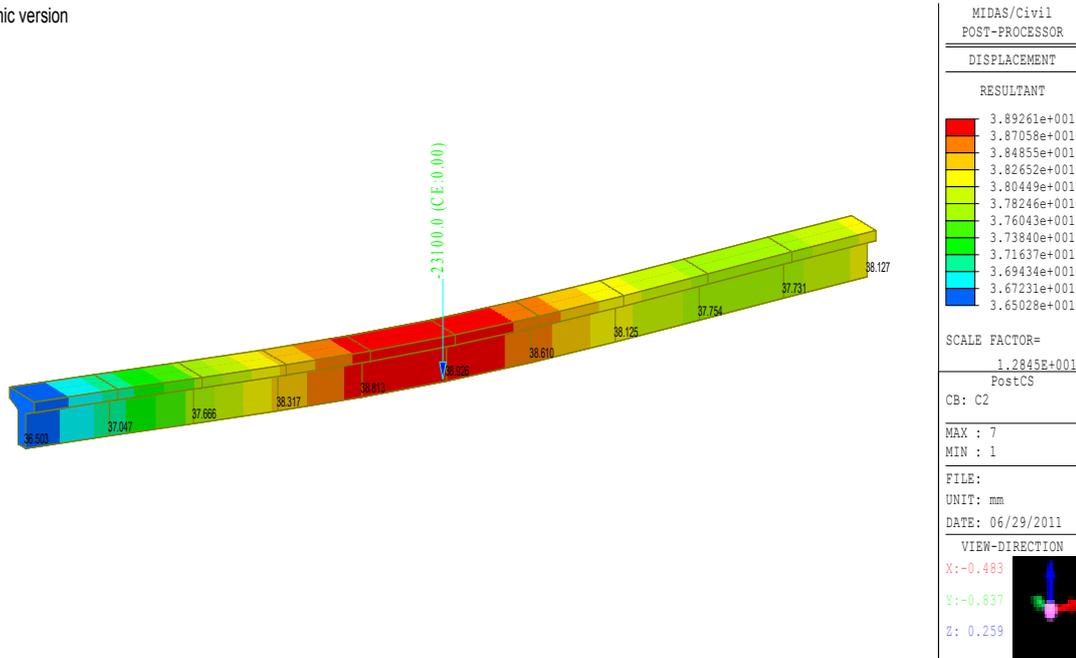
Academic version



7.3.2 Deformaciones de rotura

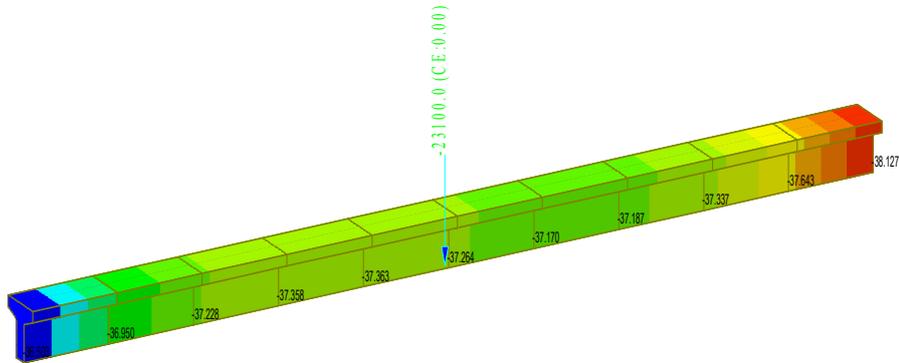
En cuanto a las deformaciones, se aprecia un acortamiento longitudinal y una flecha en sentido negativo.

Academic version



Deformada en el momento de rotura

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

DISPLACEMENT

X-DIRECTION

| |
|---------------|
| -3.65028e+001 |
| -3.66504e+001 |
| -3.67981e+001 |
| -3.69457e+001 |
| -3.70933e+001 |
| -3.72409e+001 |
| -3.73885e+001 |
| -3.75362e+001 |
| -3.76838e+001 |
| -3.78314e+001 |
| -3.79790e+001 |
| -3.81267e+001 |

SCALE FACTOR=
1.3114E+001

PostCS
CB: C2

MAX : 1
MIN : 2

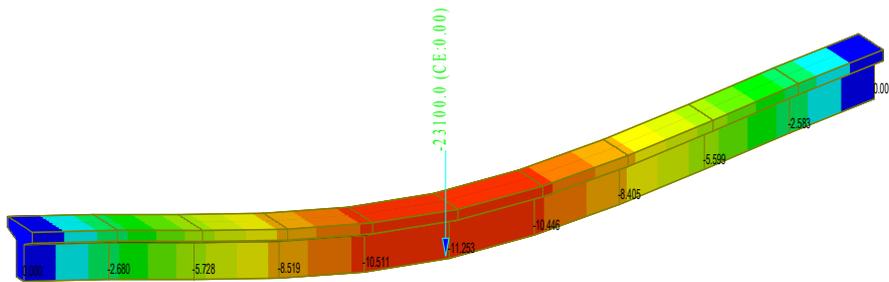
FILE:
UNIT: mm
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Def. longitudinal en el momento de rotura

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

DISPLACEMENT

Z-DIRECTION

| |
|---------------|
| 0.00000e+000 |
| -1.02295e+000 |
| -2.04591e+000 |
| -3.06886e+000 |
| -4.09182e+000 |
| -5.11477e+000 |
| -6.13773e+000 |
| -7.16068e+000 |
| -8.18364e+000 |
| -9.20659e+000 |
| -1.02295e+001 |
| -1.12525e+001 |

SCALE FACTOR=
4.4435E+001

PostCS
CB: C2

MAX : 1
MIN : 7

FILE:
UNIT: mm
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

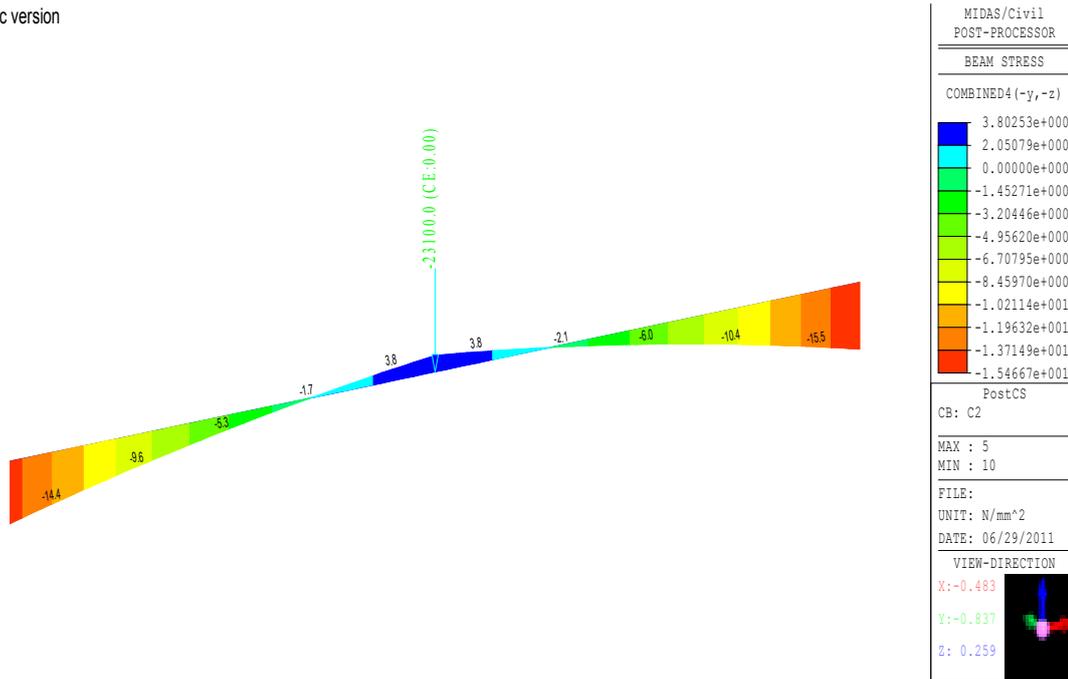
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Def. vertical en el momento de rotura

7.3.3 Tensiones de rotura

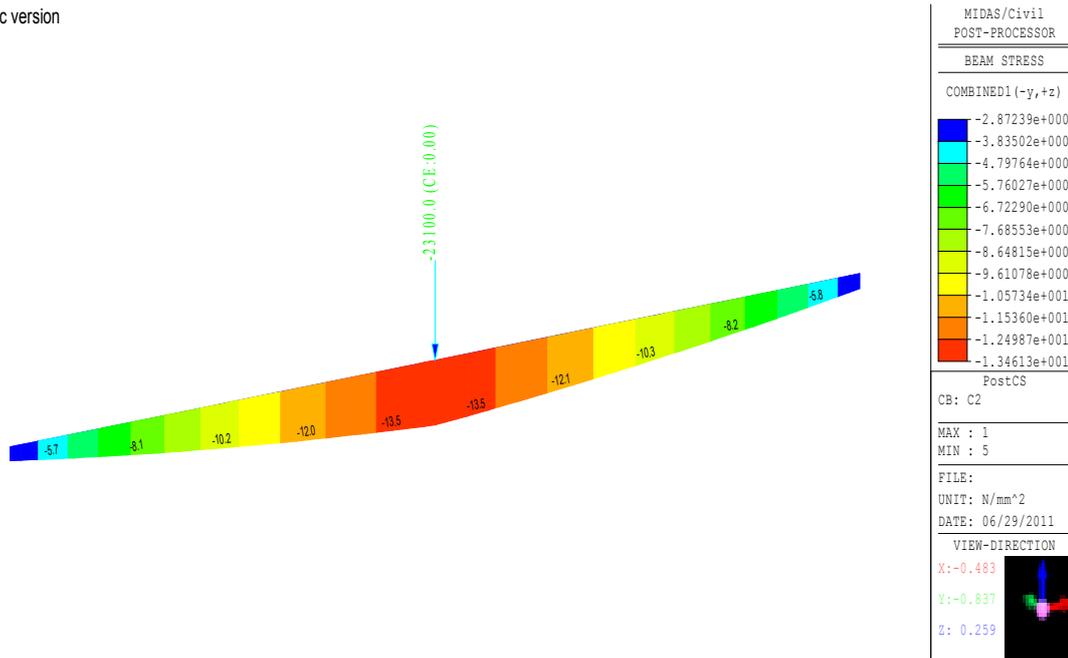
Mientras que la fibra inferior ha alcanzado la resistencia a tracción del hormigón, la superior todavía se encuentra a compresión.

Academic version



Tensiones de rotura en la fibra inferior de la sección

Academic version



Tensiones en la fibra superior de la sección en el momento de rotura

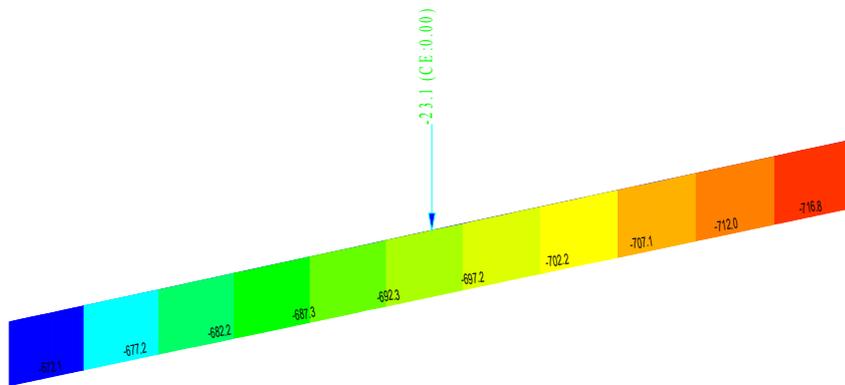
7.3.4. Esfuerzos de rotura

En el momento de rotura se producen unos axiles de compresión, unos momentos positivos en el centro y negativos en los extremos de la viga, y unos cortantes ocasionados por el peso propio y la carga aplicada.

Análisis de la construcción y ensayo de una viga de hormigón pretensado - postesado

Juan Ignacio Gómez Montoro

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

| |
|---------------|
| -6.66917e+002 |
| -6.71453e+002 |
| -6.75989e+002 |
| -6.80525e+002 |
| -6.85060e+002 |
| -6.89596e+002 |
| -6.94132e+002 |
| -6.98668e+002 |
| -7.03204e+002 |
| -7.07740e+002 |
| -7.12276e+002 |
| -7.16812e+002 |

PostCS

CB: C2

MAX : 1
MIN : 10

FILE:

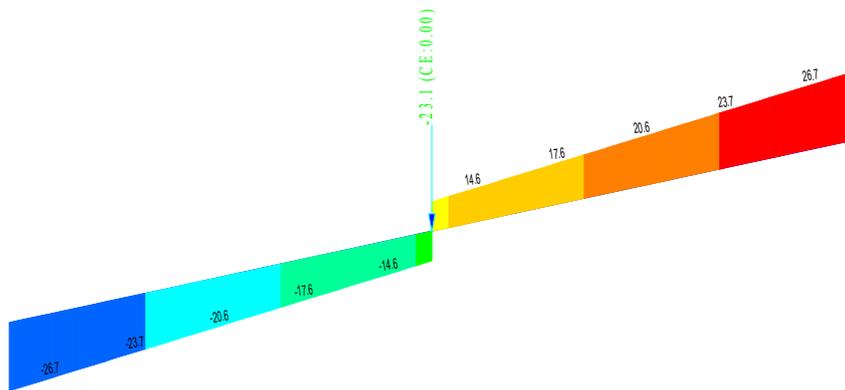
UNIT: kN
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Axiles en el momento de rotura

Academic version



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

| |
|---------------|
| 2.66964e+001 |
| 2.18425e+001 |
| 1.69886e+001 |
| 1.21347e+001 |
| 7.28082e+000 |
| 2.42694e+000 |
| 0.00000e+000 |
| -7.28082e+000 |
| -1.21347e+001 |
| -1.69886e+001 |
| -2.18425e+001 |
| -2.66964e+001 |

PostCS

CB: C2

MAX : 10
MIN : 1

FILE:

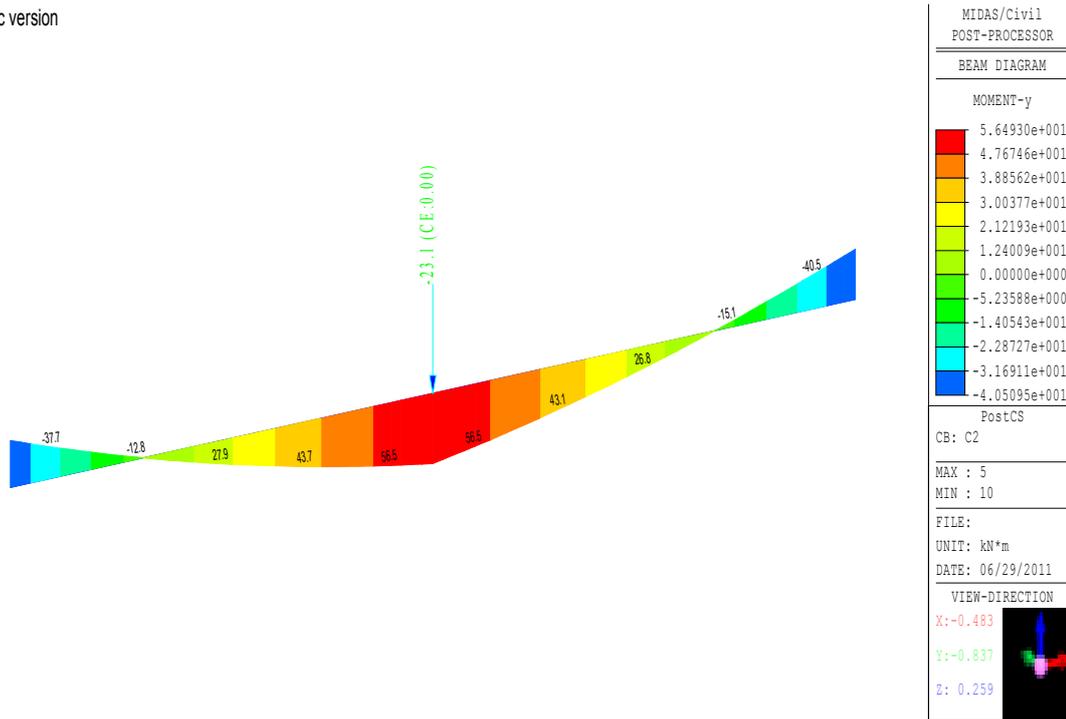
UNIT: kN
DATE: 06/29/2011

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Cortantes en el momento de rotura

Academic version



Momentos en el momento de rotura

Como resumen de los resultados obtenidos, se expone el siguiente cuadro donde se indican los máximos valores que alcanza cada una de las variables vistas:

| DEFORMACIONES | | TENSIONES | | ESFUERZOS | | |
|---------------|---------------|--------------------|---------------------|--------------|------------------|------------------|
| Long. (mm) | Vert. (mm) | Fib. Sup. (MPa) | Fib. Inf. (MPa.) | Axil (KN) | Cortante (KN) | Momento (KNm) |
| -38'1 | -11'6 | -13'5 | 3'8 | -716'6 | 26'7 | 56'5 |

ANEXO I: PLANOS

ANEXO II: ARCHIVOS MATHCAD

BIBLIOGRAFIA

- *EHE-08: Instrucción de hormigón estructural* / Ministerio de Fomento / Ministerio de Fomento, 2008.
- *El hormigón pretensado en ingeniería y arquitectura* / Alfredo Páez / Librería Técnica Bellisco, 1989.
- *Manual de ferralla* / J. Calavera Ruiz / Madrid Asociación Nacional de Industriales de Ferralla, 1997.
- *Hormigón pretensado* / Miguel Paya Peinado / CEAC, 1996
- *Curso de hormigón pretensado* / Fernando Sánchez Amillategui, Carlos González Pericot / Qualitas, Ingeniería y Construcción, 2002.
- *Técnicas de ejecución de encofrados* / José María Calama Rodríguez / Sevilla Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, departamento de Construcciones Arquitectónicas II, 1995.
- *Encofrados* / Juan Somavilla / CEAC, 2005.
- *Encofrados: cálculo y aplicaciones en edificación y obras civiles* / M. J. Ricourad / Editores Técnicos Asociados, 1980.
- *Encofrados* / José Griñán / CEAC, 1967.
- *Prestressed concrete structures* / Michael P. Collins, Denis Mitchell / Prentice Hall, 1991.
- *Hormigón armado y pretensado I* / Juan Murcia Vela, Antonio Aguado de Cea, Antonio R. Marín Bernat / Barcelona Universidad Politécnica de Catalunya, 1995.
- *Hormigón armado y pretensado II* / Juan Murcia Vela, Antonio Aguado de Cea, Antonio R. Marín Bernat / Barcelona Universidad Politécnica de Catalunya, 1995.
- *Hormigón pretensado: realizaciones españolas* / Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1978.