



ANEJO Nº3:

CALCULO DE ESTRUCTURAS



Contenido

1. INTRODUCCIÓN	4
2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	4
3. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA	5
4. BASES DE CÁLCULO RESPECTO DE LA DURABILIDAD	5
5. MATERIALES, RECUBRIMIENTOS Y COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.	6
5. ACCIONES A CONSIDERAR SOBRE LA ESTRUCTURA	8
5.1 GENERALIDADES.....	8
5.2 VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	8
3.2.1 ACCIONES PERMANENTES (G).....	9
3.2.3 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*).....	10
3.2.3 ACCIONES VARIABLES (Q).....	11
7. BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES	16
Estado límite últimos.....	16
Estado de servicio.....	17
Estados límite de equilibrio.....	20
7.1 COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL CÁLCULO DEL TABLERO.	21
7.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL DISEÑO DEL ESTRIBO.	22
8. MODELOS DE CÁLCULO Y CÁLCULOS TABLERO	23
8.1 MODELO DE CÁLCULO Y CALCULO DIMENSIONAMIENTO ARMADURA ACTIVA	23
8.1.1 MODELO DE CÁLCULO	23
8.1.2 CALCULO DE LA VIGA	27
8.2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO SOLICITACIONES NORMALES.....	44
8.2.1 MODELO DE CÁLCULO	44
8.2.2 CALCULO ELU.....	44
8.3 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR CORTANTE.....	50
8.3.1 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO	50
8.4 MODELO DE CÁLCULO Y CALCULO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE SOLICITACIONES POR RASANTE.....	54
8.4.1 MODELO DE CÁLCULO	54
8.4.2 CÁLCULO.....	55



8.5 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ELS DEFORMACIÓN	59
8.5.1 MODELO DE CÁLCULO de cálculo.....	59
8.5.2 CÁLCULO Y OBTENCIÓN DE LA FLECHA MÁXIMA	60
8.5.3 CONCLUSIONES	67
8.6 MODELO DE CÁLCULO DE LA LOSA	68
8.6.1 MODELO DE CÁLCULO	68
8.6.2 Cálculo	69
9 MODELOS DE CÁLCULOS Y CÁLCULO DE LOS ESTRIBOS.	77
9.1 MODELO DE CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO Y ESTADO LÍMITES RESISTENTES.....	77
9.2 ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO.....	80
9.2.1 MODELO CON HOJA DE CÁLCULO	80
9.2.2 MODELO CON PROGRAMA INFORMÁTICO CYPE	84
9.3 ELU RESISTENTES SOLICITACIONES NORMALES, CORTANTE Y LONGITUDES DE ANCLAJE.....	89



1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo responde a la necesidad de una correcta definición de la estructura de la Pasarela para ciclistas que salva la Riera de Corbera, de las solicitudes que le afectan. Se incluirá en este anejo todos los cálculos y comprobaciones pertinentes para garantizar su correcta estabilidad y funcionalidad.

Para la redacción se han seguido lo dispuesto en las siguientes publicaciones:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11. Ministerio de Fomento, 2011.
- Instrucción de hormigón estructural. EHE-08. Ministerio de Fomento, 2011.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

EL presente proyecto contempla la ejecución de una nueva pasarela peatonal, situada al Sureste de la localidad de Castellbisbal y al Este de Sant Andreu de la Barca, de la provincia de Barcelona. Se necesita la construcción de la misma para darle continuidad al carril bici a su paso por el cauce de la Riera de Corbera.

Se procede a continuación a la descripción de todo los elementos que conforman la estructura de la pasarela, información que deberá ser complementada con los planos incluido en el “Documento Nº2 PLANOS”, del presente proyecto.

La pasarela proyectada consta de un único vano biapoyado de 26,1 metros de luz y un ancho total de tablero de 4,5 metros

El tablero consta de dos vigas prefabricadas en doble T separadas desde sus ejes 3 metros. Tienen un canto de 1,20 metros cada una, siendo el material hormigón pretensado de 45 MPa. Para conformar la totalidad de la plataforma se usa un encofrado perdido en forma de prelosa colaborante de 5cm de espesor y una losa colaborante “in situ” de 25 cm en total.

Para el acabado se dispondrán un pretil en cada extremo del tablero del puente.

3. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA

En función de lo establecido en la tabla 5.1 de la EHE-08, la vida útil nominal de la estructura no podrá ser inferior a 100 años para una tipología de estructura definida como: Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta.

4. BASES DE CÁLCULO RESPECTO DE LA DURABILIDAD

El tipo de ambiente que afecta a la estructura viene definido por las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta la estructura, esta exposición pueden llegar a degradar la estructura sobre todo dando problemas con el acero que contienen.

Es por ello que se definen las clases de exposición a las que se refieren exclusivamente a procesos relacionados con la corrosión del acero.

En referencia a la Tabla 8.2.2 de la EHE-08 la estructura a proyecto no se encuentra en la proximidad a la costa por lo que no tendrá afección por cloruros.

No obstante la precipitación media diaria en Castellbisbal esta entorno a los 600 mm que es el punto de inflexión entre exposición IIa y IIb, para quedarnos del lado de la seguridad, la clase de exposición que definiremos para este proyecto es la IIa.

Al ser una estructura pretensada según la tabla 5.1.1.2 la apertura de fisura máxima no podrá ser mayor a 0,2 mm, no obstante por facilitar el cálculo y de esta forma conseguimos una mayor durabilidad, se calculará a descompresión total de la sección.

5. MATERIALES, RECUBRIMIENTOS Y COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.

La características de los materiales a emplear en la construcción de la estructura objeto, deben estar en consonancia con lo dispuesto en la EHE:

En lo que respecta a hormigones con una exposición IIa su resistencia característica deben ser superior a 25 MPa en caso de Hormigón pretensado según la tabla 37.3.2.b de la EHE

Tabla 37.3.2.b Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia	masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
Mínima	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
(N/mm ²)	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

- Para que el hormigón fluya bien por el interior del encofrado, además, al ser la sección en el alma bastante pequeña la densidad de armaduras en la misma será alta y pretendemos que el hormigón llegue a todos los puntos.

- En referencia al tamaño máximo de árido, podemos decir finalmente que se trata de 20 mm, ya que la sección es pequeña, así como la separación entre armaduras.

A continuación se expone un cuadro resumen con las características de todos los materiales que serán necesarios para la ejecución de la estructura.

MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN LOSA DE COMPRESIÓN	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1,5$
HORMIGÓN VIGAS EN DOBLE T	HP-45/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1,5$
ACERO PASIVO	B-500-S	ESTADÍSTICO	$\gamma_s = 1,15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	ESTADÍSTICO	$\gamma_s = 1,15$
EJECUCIÓN		ESTADÍSTICO	$\gamma_g = 1,35$ $\gamma_q = 1,15$

A pesar de que se podría haber elegido una resistencia característica menor, viene impuesta por la casa de prefabricado con la cual hemos trabajado.

Los recubrimientos mínimos vienen impuestos por el tipo de cemento, la resistencia del hormigón y la vida útil.

En base a la Tabla 37.3.2.a y Tabla 37.2.4.1.ade la EHE, se presenta la siguiente tabla donde se resumen los recubrimientos.

	RECUBRIMIENTO (mm)	MÁXIMA RELACIÓN a/c	MÍN CONTENIDO CEMENTO (Kg/m3)
HORMIGÓN LOSA DE COMPRESIÓN	25+5 = 30	0,6	275
HORMIGÓN VIGAS EN DOBLE T	20	0,6	300

El recubrimiento nominal es el valor que debe reflejarse en los planos, y que servirá para definir los separadores. El recubrimiento mínimo es el valor que se debe garantizar en cualquier punto del elemento y que es objeto del control.

El recubrimiento nominal, se obtiene de $r_{nom} = r_{min} + A_r$

El r_{min} es el de 25mm y 20mm

A_r es el margen de recubrimiento, al ser un elemento prefabricado con control intenso de ejecución este valor es 0mm. Mientras que en la losa al ser un elemento ejecutado in situ con nivel intenso de control es de 5mm

5. ACCIONES A CONSIDERAR SOBRE LA ESTRUCTURA

5.1 GENERALIDADES

En la redacción del presente proyecto se busca cumplir los requisitos básicos fundamentales para el diseño de estructuras, recogidos en la IAP-11, que son:

- Una estructura debe ser proyectada y construida para que, con una probabilidad razonable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan solicitarla durante su construcción y uso, en el periodo de vida previsto, y de cumplir la función para la que ha sido construida con unos costes de conservación aceptables.
- Una estructura debe también ser concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales, como sismos o impactos, no produzcan daño desproporcionados con la causa que los ha originado (requisito de robustez).

La comprobación estructural, se realiza de acuerdo con la teoría de los estados límite, diferenciados en: estados límite de servicio, estados límite últimos y estado límite de equilibrio. Para cada estado límite se deberá verificar que los valores de cálculo del efecto o la sollicitación, obtenidos al aplicar al modelo estructural las acciones con sus valores de cálculo y combinadas según las hipótesis de carga, son inferiores al valor límite del efecto de las acciones admisible para la estructura o elemento, o bien a la resistencia de cálculo de la estructura o del elemento respectivamente, esto es:

$$Ed \leq Cd \text{ o } Ed \leq Rd$$

5.2 VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

El valor característico de una acción es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o, en los casos en que se fije en base a criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser sobrepasado durante un período de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de cálculo.

A continuación se expondrán cada una de las acciones por metro lineal de tablero. A demás se mostrara la acción por metro lineal que le afecta a cada viga por separado

3.2.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

G1. PESO PROPIO

Se deduce su valor característico de las dimensiones de los elementos especificados en el documento Nº 2 “Planos”, y del peso específico del hormigón, 25 KN/m³ tomado de la tabla 3.1 de la IAP-11.

Se hace una distinción entre el peso propio de las vigas y el de la losa, pues es necesario para realizar las combinaciones de acciones que son diferentes en el momento de tesar y en servicio.

G1.1 Peso propio viga

$PP_{G1.1} = 19,99 \text{ kN/m}$ Carga por viga $PP_{G1.1} = 9,99 \text{ KN/m}$

G1.2 Peso propio losa

$PP_{G1.2} = 28,125 \text{ KN/m}$ Carga por viga $PP_{G1.2} = 14,0625 \text{ KN/m}$

G2. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura:

G2.1 Cargas muertas pavimento.

Se deduce su valor característico de las dimensiones de los elementos especificados en los planos, y del peso específico del pavimento con mezcla bituminosa, 23 KN/m³ tomado de la tabla 3.1 de la IAP-11.

$PP_{G2.1} = 10 \text{ KN/ m}$ Cargas por viga $PP_{G2.1} = 5 \text{ KN/m}$

G2.2 Cargas muerta pasamanos de aluminio.

Se ha analizado midiendo el área de la sección de la barandilla elegida para este proyecto, y multiplicando por el peso específico del aluminio, 27KN/m^3 tomado de la tabla 3.1 de la IAP-11.

Siendo el resultado de $4,6\text{ KN/m}$ en cada extremo del tablero. No obstante se ha incrementado el valor de esta acción hasta los 6 KN/m en cada extremo por posibles variaciones en la tipología de pretil o baranda elegida por el constructor.

Cargas por viga en cada extremo $PP_{G.2.2} = 6\text{ KN/m}$

3.2.3 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G^*)

G^*1 . Acción reológica.

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrán a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinandas en el instante t en que se evalúen, de acuerdo con lo que especifique sobre el particular en la vigente Instrucción de hormigón estructural(EHE-08) o normativa que la sustituya.

La acciones reológicas no están dentro del alcance de este proyecto es por ello que el dato ha sido proporcionado por el tutor que dirige tal proyecto.

El dato ha sido obtenido a través de proyectos similares, en los que el efecto de la fluencia y retracción puedan ser análogo.

Fluencia

La deformación debida a la fluencia del hormigón bajo carga constante es proporcional a la deformación elástica instantánea según un coeficiente de proporcionalidad ϕ . Este coeficiente varía a lo largo del tiempo en función de la historia de las cargas del elemento de hormigón considerado, de la humedad relativa del ambiente, del espesor o menor dimensión de la pieza, de la composición del hormigón, etc. Su valor en el instante “ t ” en el que se evalúa la fluencia, se obtiene según lo especificado en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

La deformación evaluada por fluencia es la siguiente:

$$\text{Fluencia (evaluada según la E.H.E.):} \quad \epsilon = -1,532 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

Retracción

La deformación debida a la retracción del hormigón es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor o menor dimensión de la pieza, de la cuantía de armadura, de la composición del hormigón, del tiempo transcurrido desde su puesta en obra, etc.

El valor de la deformación unitaria ϵ_t por retracción en el instante “t”, en el que se evalúa evaluar la retracción, se obtiene según lo especificado en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

La deformación evaluada por retracción es la siguiente:

$$\text{Retracción (evaluada según la E.H.E.):} \quad \epsilon = -0,403 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

La acción reológica equivale a un esfuerzo horizontal de:

$$G \cdot 1 = 70 \text{ KN}$$

3.2.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

Q1. SOBRECARGA DE USO

VERTICAL

Se establece según define la IAP-11 una sobrecarga de uso de 5 KN/m^2 colocada en la posición más desfavorable, como el tablero mide 4,5 metros de ancho, se considera por lo tanto una carga de $22,5 \text{ KN/m}$.

$$SCU_{Q1} = 22,5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Cargas por viga } SCU_{Q1} = 11,25$$

HORIZONTAL

Según la IAP la fuerza horizontal longitudinal es de valor de 10% del valor de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento.

$$SCU_{Q1\text{horizontal}} = 32,62 \text{ KN en cada estribo.}$$

Q2. ACCIONES CLIMÁTICAS

Q2.1 Viento

La acción del viento se asimila a una carga estática equivalente, ya que, cumple simultáneamente las tres condiciones expuestas en el “apartado 4.2.9 de la IAP-11”, y por tanto, no es necesario considerar los efectos aeroelásticos.

- Puentes con luz inferior a 200 m.
- Luz efectiva (máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio) menor que 30 veces el canto.
- Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

Además el cálculo aplicado al presente proyecto, es un cálculo simplificado del empuje del viento sobre tablero, ya que cumple con las restricciones marcadas por la IAP-11 que expone que en puentes de menos de 40 m de luz (medida entre ejes de apoyos) y de menos de 20 m de altura máxima de pila, en este caso de estribos podrá considerarse únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w / A_{ref} indicados en las *tablas 4.2-e y 4.2-f*, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

$C_{f,x} \leq 1,8$ en tableros ----- $C_{f,x} = 2,5 - 0,3 (4,5/1,6) = 1,656$ **CUMPLE**

$C_{f,x} \leq 2,2$ en pilas El presente proyecto no tiene pilas. **CUMPLE**

$C_0 = 1,0$ ----- **CUMPLE**

$C_{prob} \leq 1,04$ Al ser el periodo de retorno 100 años **CUMPLE**

La velocidad básica del viento (V_b), para un periodo de retorno de 100 años será:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

Siendo $V_{b,0} = 29\text{m/s}$, del mapa de isoestacas.

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 29 = 29 \text{ m/s}$$

Teniendo en cuenta que la zona de estudio responde a una de tipo II: zona rural con vegetación, con algunos obstáculos aislados, tales como árboles o construcciones de pequeña dimensiones.

El empuje del viento se obtiene de manera simplificada, de la tabla 4.2 –e ya que la altura de pilas, en el caso que nos concierne de estribos, no supera los 10 metros pues es de 5 metros.

Empuje sobre tablero, carga unitaria = $2,41 \text{ KN/m}^2$

El viento puede actuar en tres direcciones del espacio y son las siguientes.

- A. Perpendicular al eje del tablero, a continuación se valora su acción en la dirección vertical.

Atendiendo a la geometría de 4,5 metros de ancho la carga lineal vertical del viento es:

$Q_{2,1} = 10,85 \text{ KN/m}$ Carga por viga $Q_{2,1} = 5,42 \text{ KN/m}$

- B. Perpendicular al eje del tablero, en dirección transversal.

Teniendo en cuenta que las barandillas o pretilas del presente proyecto son permeables al viento, tengo una superficie de actuación de

(canto de la viga + losa) * longitud del puente

Por lo que tendremos un total de 91,23 KN

- C. Paralelo al eje del tablero.

Según la IAP este valor se cuantifica como un 25% de la carga total que tengo en la dirección transversal.

$Q_{2,1\text{horizontal}} = 22,80 \text{ KN}$

Q2.2 Nieve

En base a la IAP – 11, no resulta preciso considerar la sobrecarga de nieve, ya que sólo se considera necesario en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

No obstante, para la realización del presente proyecto, se tomará como valor característico de la sobrecarga de nieve (s_k [kN/m²]) el que se indica en la tabla 4.4-b de

la citada instrucción, siendo, para la zona de estudio, la relativa a la capital de provincia Barcelona por su proximidad:

$$S_k = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

Sobrecarga de nieve en tableros

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros q_k , se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q_k = 0,8 S_k$$

$$q_k = 0,8 \cdot 0,4 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Nive}_{Q2.2} = 1,44 \text{ KN/M} \dots\dots\dots \text{Cargas por viga} \quad \text{Nive}_{Q2.2} = 0,72 \text{ KN/m}$$

Q3. ACCIONES TERMICAS

Para evaluar el efecto de la acción térmica, el tablero del puente del presente proyecto se engloba dentro de la categoría tipo 3 de la IAP.

– Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Para la evaluación de la acción térmica es necesario calcular una serie de parámetros que se muestran a continuación.

- Componente uniforme de la temperatura del tablero.
 - Temperatura máxima y mínima del aire.

$$T_{\max,p} = 42^\circ$$

$$T_{\min,p} = -12^\circ$$

Tras un ajuste para un periodo de retorno de 100 años, pues es lo establecido en el proyecto.

$$T_{\max,p(100)} = 42,62^\circ$$

$$T_{\min,p(100)} = -13,32^\circ$$

- Componente uniforme de temperatura.

$$T_{e,\min} = -12 + 8 = -4^\circ$$

$$T_{e,\max} = 42 + 2 = 44^\circ$$

- Valor del coeficiente de dilatación térmica lineal para hormigón

$$\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

- Rango de la componente uniforme de temperatura.

$$\Delta T_N = 44 + 4 = 48^\circ$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción será:

$$\Delta T_{n,com} = 15 + 4 = 19^\circ$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación será:

$$\Delta T_{n,exp} = 44 - 15 = 29^\circ$$

T_0 = Es la temperatura en la cual se deposita la viga y por lo tanto se coaccionan los movimientos y es a 15° .

7. BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Las hipótesis de carga a considerar se forman combinando los valores de cálculo de las acciones, cuya actuación pueda ser simultánea, según se recoge a continuación.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable predominante y una o varias acciones variables concomitantes.

Las combinaciones descritas a continuación son las utilizadas en los cálculos que se presentan posteriormente en este anejo.

Estado límite últimos

-Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

-Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

-Situaciones donde actúa el sismo:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Estado de servicio

-Combinación poco probable

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

-Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

-Combinación Cuasi-permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes
$G^*_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$\psi_{0,1} Q_{k,1}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante
$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	Valor representativo cuasi-permanente de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante y la acción accidental, o con la acción sísmica
A_k	Valor característico de la acción accidental
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica

Se han cogido como coeficientes parciales de seguridad los expuestos en las tablas 12.1.a EHE para los Estados límite últimos y los expuestos en la 12.2 de la EHE para los Estados límite de Servicio.

Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

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

Tabla 12.2. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

TIPO DE ACCIÓN		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

El valor de los factores de simultaneidad ψ será diferente según la acción de la que se trate en cada combinación.

Se adoptarán los valores recogidos en la tabla 6.1-a de la IAP-11, representados en la tabla siguiente:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (*apartado 6.3.1.3*), para la cual se tomará igual a 0,2.

Estados límite de equilibrio

Se adoptaran los siguientes coeficientes parciales de seguridad extraídos de la IAP-11

TABLA 6.2-a COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F
(PARA LA COMPROBACIÓN DEL ELU DE EQUILIBRIO)

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

7.1 COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL CÁLCULO DEL TABLERO.

Para el cálculo que nos ocupa plantearemos tres hipótesis o combinaciones diferentes.

- **Momento de tesar:** Es en el momento en el que se transfiere la carga de pretensado a la viga, por lo que solo actúan la acción del:
 - peso propio de la viga
 - pretensado característico inicial(P_{ki})

- **Vertido de la losa:** Es en el momento que se han colocado las vigas en obra y se ha colocado las prelosas de encofrado perdido, entonces se vierte el hormigón, pero en esta hipótesis de carga el hormigón está fraguando y no colabora. por lo que las acciones que actuarán serán:
 - Peso propio de la viga.
 - Peso propio de la losa.
 - la acción del viento puesto que el tablero ya está colocado y ofrece resistencia al viento.
 - Pretensado característico inicial, puesto que habrá habido muy pocos pérdidas en el momento de la colocación

- **Servicio:** Es en el instante que se han colocado todas las cargas muertas y se pone en funcionamiento la obra, por lo que pueden actuar todas las acciones previstas. Las acciones son las siguientes:
 - Peso propio de la viga.
 - Peso propio de la losa.
 - Acción del viento.
 - Sobrecarga de uso, al implementar la fórmula de las combinaciones poco probables y frecuentes esta acción la hemos tomado como la acción variable predominante, ya que su valor es el mayor de todas las acciones variables de este modo nos quedamos del lado de la seguridad.
 - Nieve.
 - Viento.
 - Pretensado característico tras las pérdidas.



7.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL DISEÑO DEL ESTRIBO.

Para el cálculo del estribo se plantean tres hipótesis diferentes.

- Momento en el que se ha terminado la construcción del estribo pero aún no se han colocado las vigas.
- Momento de servicio en el que actúan todas las fuerzas.
- Momento extremo en el que puede haber una cota de dos metros de aguas en el intradós, dato obtenido de un estudio hidrológico proporcionado por el tutor.

8. MODELOS DE CÁLCULO Y CÁLCULOS TABLERO

8.1 MODELO DE CÁLCULO Y CALCULO DIMENSIONAMIENTO ARMADURA ACTIVA

8.1.1 MODELO DE CÁLCULO

Se plantea un modelo de cálculo seccional mediante una hoja de cálculo(Excel) programada exclusivamente para el proyecto que nos ocupa.

Para ello se comienza con el dimensionamiento de la armadura activa que tiene como objetivo determinar tanto la fuerza de tesado, el trazado de los cables y el número de cordones necesarios. En la estrategia utilizada para el dimensionamiento de la armadura activa se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- a) Las condiciones impuesta por las limitaciones relativas al Estado Límite de Figuración, que se establece en la EHE-08, limitando las tensiones máximas de compresión y tracción.
- b) Las restricciones geométricas derivadas de respetar los recubrimientos mínimos.
- c) La variación de la fuerza de pretensado, en cada sección, debida a las pérdidas instantáneas y diferidas a la consideración de los coeficientes de seguridad de las acción del pretensado en servicio.

Las limitaciones relativas a la fisuración impuestas por la EHE-08 para estructuras pretensadas se dan el artículo 49.2 y son de dos tipos: la limitación relativa a las fisuras por compresión y la limitación relativa a la figuración por tracción.

Para limitar la fisuración por compresión se establece que “en todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a las fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck,j}$$

Donde:

σ_c es la tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,j}$ es el valor que hemos supuesto en el proyecto a j días de edad.

En nuestro caso en particular:

- $0,6 \cdot f_{ck,tesado}$ es de 27 MPa puesto que exigimos en proyecto que se tase a los 28 días de edad para alcanzar la máxima resistencia característica o que en su defecto la empresa de prefabricado corrobore que tiene esa resistencia en el momento de tesar, dejando a su libre albedrío la utilización de aditivos.
- $0,6 \cdot f_{ck,servicio}$ es de 27 MPa.

La limitación de tracción en el hormigón debe cumplir:

$$\sigma \geq 0$$

Es decir que todas las secciones de la pieza se encuentren a descompresión. Según la EHE-08 no estamos obligados a cumplir este requisito, ya que con un ambiente IIa se permite tracciones y por lo tanto una apertura de fisura de hasta 0,2 mm. No obstante en el presente proyecto para mejorar la durabilidad imponemos esta limitación.

La existencia de diferentes estados de carga para una misma acción y la posibilidad de que una carga pueda actuar o no en una combinación de acciones, hace que en una misma sección exista un valor máximo y otro mínimo para el momento flector para la combinación más desfavorable de acciones. Análogamente ocurre para la combinación de acciones de acciones frecuentes. En consecuencia, para dimensionar la armadura activa se utilizan las siguientes condiciones tensionales que debe cumplir tanto la fibra superior como la inferior de la sección:

$$\sigma_{c1,max}^{des} \leq \sigma_{lim,s1}$$

$$\sigma_{c2,min}^F \geq \sigma_{lim,i2}$$

$$\sigma_{c1,min}^F \geq \sigma_{lim,i1}$$

$$\sigma_{c2,max}^{des} \leq \sigma_{lim,s2}$$

Donde:

$\sigma_{c1,max}^{des}$ Es la tensión máxima en la fibra superior debida a la combinación más desfavorable de acciones.

$\sigma_{c2,min}^F$ Es la tensión mínima en la fibra inferior debida a la combinación de acciones frecuentes.

$\sigma_{c1,min}^F$ Es la tensión mínima en la fibra superior debida a la combinación de acciones frecuentes.

$\sigma_{c2,max}^{des}$ Es la tensión máxima en la fibra inferior debida a la combinación más desfavorable de acciones.

$\sigma_{lim,s1}$ Es la tensión máxima de compresión que puede admitirse en la fibra superior, teniendo en cuenta la edad del hormigón cuando actúa el momento flector máximo debido a la combinación más desfavorable de acciones.

$\sigma_{lim,i1}$ Es la tensión máxima de tracción que puede admitirse en la fibra superior.

$\sigma_{lim,s2}$ Es la tensión máxima de compresión que pueda admitirse en la fibra inferior, teniendo en cuenta la edad del hormigón cuando actúa el momento flector máximo debido a la combinación más desfavorable de acciones.



Se ha elegido una viga de una catálogo de prefabricados de la empresa Ingremaes, S.L de 1,2 metros de canto. Se ha elegido este canto porque las vigas en doble T que conforman el puente adyacente tienen un canto similar. De esta forma se consigue carácter estético, para que no haya un salto visual.

Se colocan dos vigas, porque es el número mínimo de vigas que se pueden disponer, puesto que una única viga no resistiría los esfuerzos de torsión que pudieran aparecer.

No obstante cabe decir que debido a que es una pasarela y las cargas son reducidas se podría haber ajustado de una mejor manera el canto, siendo la magnitud de este menor.

No obstante el volumen de hormigón que se podría ahorrar disminuyendo el canto haría que incrementase el volumen de acero de la armadura activa. Por lo que sería complicado conocer el punto más óptimo.

A continuación se muestra el proceso de cálculo de la viga de 1,2 metros.



8.1.2 CALCULO DE LA VIGA

VIGA CON CANTO DE 1,2 METROS

CÁLCULO DE ESFUERZOS																				
VARIABLES											CARGAS									
											Peso Propio					Cargas Muertas				
											Losa					Pretil y pavimento				
											S.C.U					Nieve				
											11,25					0,72				
											5,42					5,42				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				
											V					V				
											N					N				
											M					M				

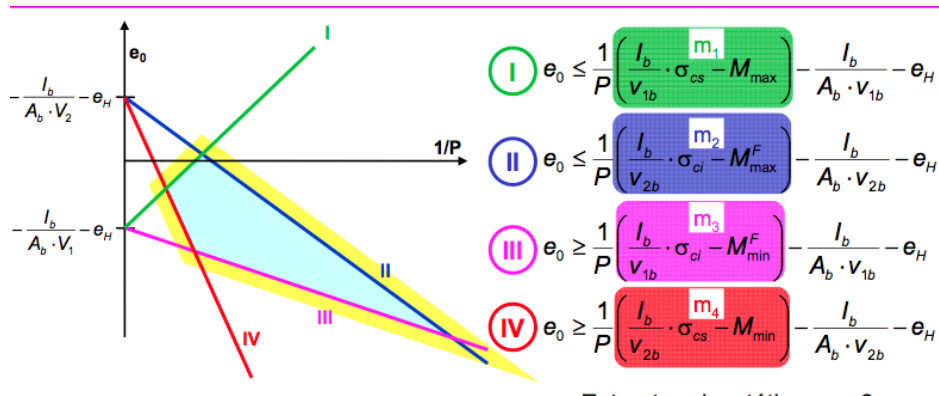
2º COMBINACIÓN DE ACCIONES

		COMBINACIONES DE ACCIONES ELS											
		Momento Tesar				Vertido Losa				En Servicio			
		Poco Probable		Frecuente		Poco Probable		Frecuente		Poco Probable		Frecuente	
SECCIONES	X (m)	Mmáx (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmax (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmáx (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmax (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmáx (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmax (KN/m)	Mmin (KN/m)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1,2	161,1	161,1	161,1	161,1	475,9	388,3	475,9	388,3	783,3	566,0	638,7	566,0
3	2,3	305,3	305,3	305,3	305,3	901,7	735,7	901,7	735,7	1484,2	1072,4	1210,1	1072,4
4	3,5	432,5	432,5	432,5	432,5	1277,4	1042,3	1277,4	1042,3	2102,6	1519,2	1714,4	1519,2
5	4,6	542,8	542,8	542,8	542,8	1603,0	1308,0	1603,0	1308,0	2638,5	1906,5	2151,4	1906,5
6	5,8	636,1	636,1	636,1	636,1	1878,5	1532,8	1878,5	1532,8	3092,0	2234,2	2521,1	2234,2
7	6,9	712,4	712,4	712,4	712,4	2104,0	1716,7	2104,0	1716,7	3463,1	2502,3	2823,7	2502,3
8	8,1	771,8	771,8	771,8	771,8	2279,3	1859,8	2279,3	1859,8	3751,6	2710,8	3059,0	2710,8
9	9,2	814,2	814,2	814,2	814,2	2404,5	1961,9	2404,5	1961,9	3957,8	2859,8	3227,0	2859,8
10	10,4	839,6	839,6	839,6	839,6	2479,7	2023,3	2479,7	2023,3	4081,5	2949,1	3327,9	2949,1
11 (Centro luz)	11,6	848,1	848,1	848,1	848,1	2504,7	2043,7	2504,7	2043,7	4122,7	2978,9	3361,5	2978,9
12	12,7	839,6	839,6	839,6	839,6	2479,7	2023,3	2479,7	2023,3	4081,5	2949,1	3327,9	2949,1
13	13,9	814,2	814,2	814,2	814,2	2404,5	1961,9	2404,5	1961,9	3957,8	2859,8	3227,0	2859,8
14	15,0	771,8	771,8	771,8	771,8	2279,3	1859,8	2279,3	1859,8	3751,6	2710,8	3059,0	2710,8
15	16,2	712,4	712,4	712,4	712,4	2104,0	1716,7	2104,0	1716,7	3463,1	2502,3	2823,7	2502,3
16	17,3	636,1	636,1	636,1	636,1	1878,5	1532,8	1878,5	1532,8	3092,0	2234,2	2521,1	2234,2
17	18,5	542,8	542,8	542,8	542,8	1603,0	1308,0	1603,0	1308,0	2638,5	1906,5	2151,4	1906,5
18	19,6	432,5	432,5	432,5	432,5	1277,4	1042,3	1277,4	1042,3	2102,6	1519,2	1714,4	1519,2
19	20,8	305,3	305,3	305,3	305,3	901,7	735,7	901,7	735,7	1484,2	1072,4	1210,1	1072,4
20	21,9	161,1	161,1	161,1	161,1	475,9	388,3	475,9	388,3	783,3	566,0	638,7	566,0
21	23,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

3º REPRESENTACIÓN DE LIMITACIONES TENSIONALES DE FORMA IMPLÍCITA MEDIANTE CUADRO DE INECUACIONES M1, M2, M3, M4

Al ser un elemento constructivo por fases, la herramienta del diagrama de magnel no es efectivas. Pues su formulación no tiene en cuenta que puedan actuar diferentes características mecánicas a lo largo de su construcción, por ejemplo cuando entra a colaborar la losa de hormigón.

Por ello solo utilizamos las pendientes IV y III que son las que limitan la descompresión de la viga, para que no le salga ninguna tensión de tracción en la fibra superior, en el momento en el que solo actúa el peso propio de la viga, es decir cuando está en taller.



Resumiendo, dada una viga podemos obtener el tesado máximo que puedo darle en función de la excentricidad para cumplir las dos condiciones de las rectas de magnel.

SECCIONES	X (m)	COMBINACIÓN 1				LIMITACIONES TENSIONALES					
		Momento Tesar				TENSIONES ADMISIBLES		Pendientes diagrama maniel			
		Poco Probable	Frecuente	Frecuente	Frecuente	σ_{cs} (MPa)	σ_{ci} (Mpa)	m1	m2	m3	m4
		Mmáx (KN/m)	Mmin (KN/m)	Mmax (kN/m)	Mmin (KN/m)						
1	0	0,0	0,0	0,0	0,0	27,0	0,0	3484,8	0,0	0,0	-3403,6
2	1,155	161,1	161,1	161,1	161,1	27,0	0,0	3323,7	-161,1	-161,1	-3564,7
3	2,31	305,3	305,3	305,3	305,3	27,0	0,0	3179,5	-305,3	-305,3	-3708,9
4	3,465	432,5	432,5	432,5	432,5	27,0	0,0	3052,3	-432,5	-432,5	-3836,1
5	4,62	542,8	542,8	542,8	542,8	27,0	0,0	2942,1	-542,8	-542,8	-3946,3
6	5,775	636,1	636,1	636,1	636,1	27,0	0,0	2848,8	-636,1	-636,1	-4039,6
7	6,93	712,4	712,4	712,4	712,4	27,0	0,0	2772,4	-712,4	-712,4	-4115,9
8	8,085	771,8	771,8	771,8	771,8	27,0	0,0	2713,1	-771,8	-771,8	-4175,3
9	9,24	814,2	814,2	814,2	814,2	27,0	0,0	2670,7	-814,2	-814,2	-4217,7
10	10,395	839,6	839,6	839,6	839,6	27,0	0,0	2645,2	-839,6	-839,6	-4243,2
11 (Centro luz)	11,55	848,1	848,1	848,1	848,1	27,0	0,0	2636,8	-848,1	-848,1	-4251,6
12	12,705	839,6	839,6	839,6	839,6	27,0	0,0	2645,2	-839,6	-839,6	-4243,2
13	13,86	814,2	814,2	814,2	814,2	27,0	0,0	2670,7	-814,2	-814,2	-4217,7
14	15,015	771,8	771,8	771,8	771,8	27,0	0,0	2713,1	-771,8	-771,8	-4175,3
15	16,17	712,4	712,4	712,4	712,4	27,0	0,0	2772,4	-712,4	-712,4	-4115,9
16	17,325	636,1	636,1	636,1	636,1	27,0	0,0	2848,8	-636,1	-636,1	-4039,6
17	18,48	542,8	542,8	542,8	542,8	27,0	0,0	2942,1	-542,8	-542,8	-3946,3
18	19,635	432,5	432,5	432,5	432,5	27,0	0,0	3052,3	-432,5	-432,5	-3836,1
19	20,79	305,3	305,3	305,3	305,3	27,0	0,0	3179,5	-305,3	-305,3	-3708,9
20	21,945	161,1	161,1	161,1	161,1	27,0	0,0	3323,7	-161,1	-161,1	-3564,7
21	23,1	0,0	0,0	0,0	0,0	27,0	0,0	3484,8	0,0	0,0	-3403,6

SECCIONES		COMBINACIÓN 2				LIMITACIONES TENSIONALES					
		Vertido Losa									
		Poco Probable		Frecuente		TENSIONES ADMISIBLES		Pendientes diagrama maniel			
	X (m)	Mmáx (KN/m)	Mmín (KN/m)	Mmáx (KN/m)	Mmín (KN/m)	σ_{cs} (MPa)	σ_{ci} (Mpa)	m1	m2	m3	m4
1	0	0	0	0	0	27	0	3484,8361	0	0	-3403,5531
2	1,155	475,89543	388,30062	475,89543	388,30062	27	0	3008,9406	-475,89543	-388,30062	-3791,8537
3	2,31	901,6966	735,72749	901,6966	735,72749	27	0	2583,1395	-901,6966	-735,72749	-4139,2806
4	3,465	1277,4035	1042,2806	1277,4035	1042,2806	27	0	2207,4326	-1277,4035	-1042,2806	-4445,8337
5	4,62	1603,0162	1307,96	1603,0162	1307,96	27	0	1881,8199	-1603,0162	-1307,96	-4711,5131
6	5,775	1878,5346	1532,7656	1878,5346	1532,7656	27	0	1606,3015	-1878,5346	-1532,7656	-4936,3187
7	6,93	2103,9587	1716,6975	2103,9587	1716,6975	27	0	1380,8773	-2103,9587	-1716,6975	-5120,2506
8	8,085	2279,2886	1859,7556	2279,2886	1859,7556	27	0	1205,5474	-2279,2886	-1859,7556	-5263,3087
9	9,24	2404,5243	1961,94	2404,5243	1961,94	27	0	1080,3118	-2404,5243	-1961,94	-5365,4931
10	10,395	2479,6656	2023,2506	2479,6656	2023,2506	27	0	1005,1704	-2479,6656	-2023,2506	-5426,8037
11 (Centro luz)	11,55	2504,7128	2043,6875	2504,7128	2043,6875	27	0	980,1233	-2504,7128	-2043,6875	-5447,2406
12	12,705	2479,6656	2023,2506	2479,6656	2023,2506	27	0	1005,1704	-2479,6656	-2023,2506	-5426,8037
13	13,86	2404,5243	1961,94	2404,5243	1961,94	27	0	1080,3118	-2404,5243	-1961,94	-5365,4931
14	15,015	2279,2886	1859,7556	2279,2886	1859,7556	27	0	1205,5474	-2279,2886	-1859,7556	-5263,3087
15	16,17	2103,9587	1716,6975	2103,9587	1716,6975	27	0	1380,8773	-2103,9587	-1716,6975	-5120,2506
16	17,325	1878,5346	1532,7656	1878,5346	1532,7656	27	0	1606,3015	-1878,5346	-1532,7656	-4936,3187
17	18,48	1603,0162	1307,96	1603,0162	1307,96	27	0	1881,8199	-1603,0162	-1307,96	-4711,5131
18	19,635	1277,4035	1042,2806	1277,4035	1042,2806	27	0	2207,4326	-1277,4035	-1042,2806	-4445,8337
19	20,79	901,6966	735,72749	901,6966	735,72749	27	0	2583,1395	-901,6966	-735,72749	-4139,2806
20	21,945	475,89543	388,30062	475,89543	388,30062	27	0	3008,9406	-475,89543	-388,30062	-3791,8537
21	23,1	0	0	0	0	27	0	3484,8361	0	0	-3403,5531

SECCIONES		COMBINACIÓN 3				LIMITACIONES TENSIONALES					
		En Servicio									
		Poco Probable		Frecuente		TENSIONES ADMISIBLES		Pendientes diagrama maniel			
	X (m)	Mmáx (KN/m)	Mmín (KN/m)	Mmáx (KN/m)	Mmín (KN/m)	σ_{cs} (MPa)	σ_{ci} (Mpa)	m1	m2	m3	m4
1	0	0	0	0	0	27	0	16374,525	0	0	-6694,9087
2	1,155	783,30917	565,99409	638,68688	565,99409	27	0	15591,216	-638,68688	-565,99409	-7260,9028
3	2,31	1484,1647	1072,4099	1210,1436	1072,4099	27	0	14890,36	-1210,1436	-1072,4099	-7767,3185
4	3,465	2102,5667	1519,2473	1714,37	1519,2473	27	0	14271,958	-1714,37	-1519,2473	-8214,156
5	4,62	2638,5151	1906,5064	2151,3663	1906,5064	27	0	13736,01	-2151,3663	-1906,5064	-8601,4151
6	5,775	3092,0099	2234,1872	2521,1324	2234,1872	27	0	13282,515	-2521,1324	-2234,1872	-8929,0959
7	6,93	3463,0511	2502,2897	2823,6683	2502,2897	27	0	12911,474	-2823,6683	-2502,2897	-9197,1983
8	8,085	3751,6387	2710,8138	3058,974	2710,8138	27	0	12622,886	-3058,974	-2710,8138	-9405,7225
9	9,24	3957,7727	2859,7596	3227,0495	2859,7596	27	0	12416,752	-3227,0495	-2859,7596	-9554,6683
10	10,395	4081,453	2949,1271	3327,8948	2949,1271	27	0	12293,072	-3327,8948	-2949,1271	-9644,0358
11 (Centro luz)	11,55	4122,6798	2978,9163	3361,5099	2978,9163	27	0	12251,845	-3361,5099	-2978,9163	-9673,8249
12	12,705	4081,453	2949,1271	3327,8948	2949,1271	27	0	12293,072	-3327,8948	-2949,1271	-9644,0358
13	13,86	3957,7727	2859,7596	3227,0495	2859,7596	27	0	12416,752	-3227,0495	-2859,7596	-9554,6683
14	15,015	3751,6387	2710,8138	3058,974	2710,8138	27	0	12622,886	-3058,974	-2710,8138	-9405,7225
15	16,17	3463,0511	2502,2897	2823,6683	2502,2897	27	0	12911,474	-2823,6683	-2502,2897	-9197,1983
16	17,325	3092,0099	2234,1872	2521,1324	2234,1872	27	0	13282,515	-2521,1324	-2234,1872	-8929,0959
17	18,48	2638,5151	1906,5064	2151,3663	1906,5064	27	0	13736,01	-2151,3663	-1906,5064	-8601,4151
18	19,635	2102,5667	1519,2473	1714,37	1519,2473	27	0	14271,958	-1714,37	-1519,2473	-8214,156
19	20,79	1484,1647	1072,4099	1210,1436	1072,4099	27	0	14890,36	-1210,1436	-1072,4099	-7767,3185
20	21,945	783,30917	565,99409	638,68688	565,99409	27	0	15591,216	-638,68688	-565,99409	-7260,9028
21	23,1	0	0	0	0	27	0	16374,525	0	0	-6694,9087

4º TABLA RESUMEN DE LAS PENDIENTES

En esta tabla se resumen los valores de las pendientes en el momento de tesar, en el vertido de la y en servicio. Para que cumpla simultáneamente las 12 condiciones tensionales es preciso quedarse con las más restrictivas.

Nos centramos en las pendientes V y III

SECCIONES	X (m)	m3 Combinación 1	m3 Combinación 2	m3 Combinación 3	m3 maximo	m4 Combinación 1	m4 Combinación 2	m4 Combinación 3	m4 maximo
1	0	0	0	0	0	-3403,5531	-3403,5531	-6694,90867	-3403,5531
2	1,155	-161,13567	-388,30062	-565,99409	-161,13567	-3564,6887	-3791,8537	-7260,90276	-3564,6887
3	2,31	-305,30969	-735,72749	-1072,4099	-305,30969	-3708,8628	-4139,2806	-7767,31853	-3708,8628
4	3,465	-432,52206	-1042,2806	-1519,2473	-432,52206	-3836,0751	-4445,8337	-8214,15597	-3836,0751
5	4,62	-542,77279	-1307,96	-1906,5064	-542,77279	-3946,3259	-4711,5131	-8601,41509	-3946,3259
6	5,775	-636,06186	-1532,7656	-2234,1872	-636,06186	-4039,6149	-4936,3187	-8929,09588	-4039,6149
7	6,93	-712,38928	-1716,6975	-2502,2897	-712,38928	-4115,9424	-5120,2506	-9197,19834	-4115,9424
8	8,085	-771,75506	-1859,7556	-2710,8138	-771,75506	-4175,3081	-5263,3087	-9405,72248	-4175,3081
9	9,24	-814,15918	-1961,94	-2859,7596	-814,15918	-4217,7123	-5365,4931	-9554,6683	-4217,7123
10	10,395	-839,60166	-2023,2506	-2949,1271	-839,60166	-4243,1547	-5426,8037	-9644,03578	-4243,1547
11 (Centro luz)	11,55	-848,08248	-2043,6875	-2978,9163	-848,08248	-4251,6356	-5447,2406	-9673,82495	-4251,6356
12	12,705	-839,60166	-2023,2506	-2949,1271	-839,60166	-4243,1547	-5426,8037	-9644,03578	-4243,1547
13	13,86	-814,15918	-1961,94	-2859,7596	-814,15918	-4217,7123	-5365,4931	-9554,6683	-4217,7123
14	15,015	-771,75506	-1859,7556	-2710,8138	-771,75506	-4175,3081	-5263,3087	-9405,72248	-4175,3081
15	16,17	-712,38928	-1716,6975	-2502,2897	-712,38928	-4115,9424	-5120,2506	-9197,19834	-4115,9424
16	17,325	-636,06186	-1532,7656	-2234,1872	-636,06186	-4039,6149	-4936,3187	-8929,09588	-4039,6149
17	18,48	-542,77279	-1307,96	-1906,5064	-542,77279	-3946,3259	-4711,5131	-8601,41509	-3946,3259
18	19,635	-432,52206	-1042,2806	-1519,2473	-432,52206	-3836,0751	-4445,8337	-8214,15597	-3836,0751
19	20,79	-305,30969	-735,72749	-1072,4099	-305,30969	-3708,8628	-4139,2806	-7767,31853	-3708,8628
20	21,945	-161,13567	-388,30062	-565,99409	-161,13567	-3564,6887	-3791,8537	-7260,90276	-3564,6887
21	23,1	0	0	0	0	-3403,5531	-3403,5531	-6694,90867	-3403,5531

5º CÁLCULO DEL PRETENSADO MÁXIMO A NIVEL SECCIONAL. (1º ENCAJE)

Con este dato conoceremos la fuerza máxima de tesado que puede soportar la viga con las limitaciones impuestas, en todo el proceso constructivo, es muy importante este dato, porque es el dato de partida, para el cálculo iterativo que se ha propuesto para resolver el problema del pretensado.

La obtención del pretensado máximo se obstinó en base a las limitaciones tensionales representadas con las rectas V y III y con la fijación de una excentricidad. La excentricidad escogida es -0,567 utilizando como criterio, la elección máxima permitida por limitaciones de recubrimientos.

PRETENSADO MÍNIMO Y MÁXIMO							
			PRETENSADO MÍNIMO		P MÁXIMO		
SECCIONES	X (m)	ρ	Pmin ó pretensado tras las pérdidas (kN)	eop (m)	P3	P4	Pmax mínimo(P3,P4) (KN)
1	0	0,53164442	0	0	0	0	0
2	1,155	0,53164442	828,1223948	-0,56708	659,502021	4040,21104	659,5020207
3	2,31	0,53164442	1569,074011	-0,56708	1249,58278	4203,61759	1249,582776
4	3,465	0,53164442	2222,854849	-0,56708	1770,24227	4347,79984	1770,242266
5	4,62	0,53164442	2789,464909	-0,56708	2221,48049	4472,75778	2221,480491
6	5,775	0,53164442	3268,90419	-0,56708	2603,29745	4578,49143	2603,29745
7	6,93	0,53164442	3661,172693	-0,56708	2915,69314	4665,00078	2915,693144
8	8,085	0,53164442	3966,270417	-0,56708	3158,66757	4732,28583	3158,667573
9	9,24	0,53164442	4184,197363	-0,56708	3332,22074	4780,34658	3332,220736
10	10,395	0,53164442	4314,953531	-0,56708	3436,35263	4809,18302	3436,352634
11 (Centro luz)	11,55	0,53164442	4358,53892	-0,56708	3471,06327	4818,79517	3471,063267
12	12,705	0,53164442	4314,953531	-0,56708	3436,35263	4809,18302	3436,352634
13	13,86	0,53164442	4184,197363	-0,56708	3332,22074	4780,34658	3332,220736
14	15,015	0,53164442	3966,270417	-0,56708	3158,66757	4732,28583	3158,667573
15	16,17	0,53164442	3661,172693	-0,56708	2915,69314	4665,00078	2915,693144
16	17,325	0,53164442	3268,90419	-0,56708	2603,29745	4578,49143	2603,29745
17	18,48	0,53164442	2789,464909	-0,56708	2221,48049	4472,75778	2221,480491
18	19,635	0,53164442	2222,854849	-0,56708	1770,24227	4347,79984	1770,242266
19	20,79	0,53164442	1569,074011	-0,56708	1249,58278	4203,61759	1249,582776
20	21,945	0,53164442	828,1223948	-0,56708	659,502021	4040,21104	659,5020207
21	23,1	0,53164442	0	-0,4560243	0	4413,05247	0

Tras este cálculo inicial, y teniendo como pretensado máximo un valor en el centro luz de 3470 KN era muy difícil llegar a encajar el pretensado porque en la comprobación tensional, en la hipótesis de servicio, el pretensado no era suficiente en la sección de centro luz.

Es por ello que finalmente nos decantamos por incrementar los 3470 KN que teníamos como limitación. Pero para que cumpliera también la hipótesis 1 (momento en el que se encuentra en el taller de prefabricados) se decidió colocar cables de pretensado en el ala superior para compensar, el momento proveniente de los cables de pretensado del ala inferior.

Se hace un cálculo evolutivo, marcando como ruta principal la estimación del pretensado característico inicial (P_{ki}), siendo este el que tendrá justo en el momento de la transferencia del pretensado en la bancada de la empresa de prefabricados. Tras las pérdidas diferidas a lo largo del tiempo este P_{ki} se convertirá en el P_{kf} (tensión a la cual trabaja el cable en servicio). Existe una correlación entre P_{min} y P_{ki} que es un dato que hemos impuesto nosotros y es la previsión de pérdidas diferidas. Esta estimación es del 16,2%.

Se estima una previsión de pérdidas instantáneas del 10% para obtener la fuerza de tesado que debemos introducirle al gato.

Una vez obtenida la fuerza de tesado, hay que materializar esta fuerza en un número “n” de cables de área “Ap”. Para ello se ha tenido en cuenta la siguiente limitación.

- A. Las limitaciones tensionales de la armadura activa (art.20.2.1. EHE-08) que, en el caso de que los aceros de la armadura activa y el aplicador tengan distintivos de calidad, corresponde a:

$$\sigma_{po,m\acute{a}x} \leq \min(0,75 \cdot f_{pm\acute{a}x} ; 0,9 \cdot f_{pk}) = \min(1402, 1530) = 1402 \text{ Mpa}$$

Donde:

$f_{pm\acute{a}x}$ Carga unitaria máxima característica que según el fabricante es de 1870 Mpa

f_{pk} Límite elástico característico también impuesto en el catálogo de la empresa prefabricadora es de 1860

6º CALCULO POR ITERACIÓN DEL PRETENSADO CARACTERÍSTICO INICIAL (2º ENCAJE Y DEFINITIVO)

Es importante mencionar que dentro del cálculo iterativo, se ha tenido en cuenta que es necesario envainar los cables de pretensado para que no actúe la misma fuerza en toda las secciones y no incumpla de esta manera las limitaciones tensionales impuestas, en las secciones más cercanas a los apoyos

El pretensado propuesto que cumple con todas las limitaciones tensionales, como se mostrara más adelante, es el siguiente

SECCIONES	X (m)	Pretensado característico inicial Pki (KN)	Fuerza de tesado (INTRODUCÓN GATO) PO (KN)	Elección del cable		Redondeo
				Y1860 S7 Ap,min (mm)	Y 1870 S7 nº cordones de Ø0,6"	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,16	1720,01	1911,12	1362,65	9,73	10,00
3	2,31	1720,01	1911,12	1362,65	9,73	10,00
4	3,47	2900,00	3222,22	2297,48	16,41	17,00
5	4,62	2900,00	3222,22	2297,48	16,41	17,00
6	5,78	3800,00	4222,22	3010,50	21,50	22,00
7	6,93	3800,00	4222,22	3010,50	21,50	22,00
8	8,09	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
9	9,24	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
10	10,40	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
11 (Centro luz)	11,55	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
12	12,71	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
13	13,86	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
14	15,02	4300,03	4777,81	3406,64	24,33	25,00
15	16,17	3612,02	4013,36	2861,57	20,44	21,00
16	17,33	3612,02	4013,36	2861,57	20,44	21,00
17	18,48	2900,00	3222,22	2297,48	16,41	17,00
18	19,64	2900,00	3222,22	2297,48	16,41	17,00
19	20,79	1720,01	1911,12	1362,65	9,73	10,00
20	21,95	1720,01	1911,12	1362,65	9,73	10,00
21	23,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

7º COMPROBACIÓN TENSIONAL.

A continuación se presenta lo que puede ser la parte más importante y es la comprobación tensional para cotejar que todas las tensiones cumplen con las limitaciones impuestas.

Para ello se han utilizado las características mecánicas y geométricas siguientes, en función de las deformaciones que inducen cada una de las acciones en los diferentes instantes del proceso constructivo.

HIPOTESIS 1. TESADO DE LA VIGA

<u>ACCIÓN</u>	<u>CARACTERISTICAS MECANICAS</u>
– Peso Propio	Viga
– Losa	Viga
– P_{k1}	Viga

HIPOTESIS 2. VERTIDO DE LA LOSA

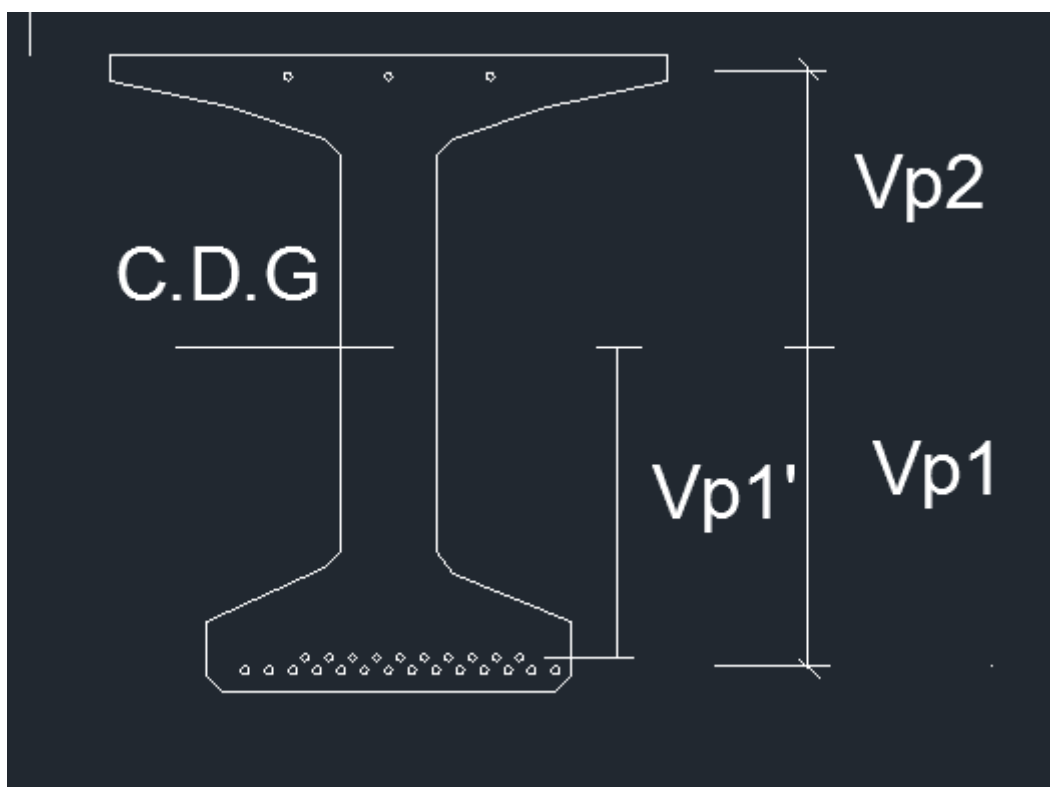
<u>ACCIÓN</u>	<u>CARACTERISTICAS MECANICAS</u>
– Peso Propio	Viga
– Losa	Viga
– Viento	Viga
– P_{k1}	Viga
– ΔP_{dif}	Viga

HIPOTESIS 3. SERVICIO

<u>ACCIÓN</u>	<u>CARACTERISTICAS MECANICAS</u>
– Peso Propio	Viga
– Losa	Viga
– P_{k1}	Viga
– ΔP_{dif}	Viga
– S.C.U	Viga + Losa
– C. Muertas	Viga + Losa
– Nieve	Viga + Losa
– Viento	Viga + Losa

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS Y MECANICAS VIGA	
lb	0,076527
V1b	0,59292
V2b	-0,60708
Ab	0,3999
h	1,2
K	1,46
V1p	-0,56708
V1p'	-0,51708
V2p	0,55292

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS Y MECANICAS VIGA + LOSA	
lb	0,2552
V1b	0,4208
V2b	-1,0292
Ab	1,009
h	1,45
K	1,46



σ_1 (MPa)	Tensión en borde superior
σ_2 (MPa)	Tensión en borde inferior

SECCIONES	X (m)	Peso propio				Losa				Pretil y pavimento			
		N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,16	0,00	161,14	1,25	-1,28	0,00	227,16	1,76	-1,80	0,00	177,69	0,29	-0,72
3	2,31	0,00	305,31	2,37	-2,42	0,00	430,42	3,33	-3,41	0,00	336,68	0,56	-1,36
4	3,47	0,00	432,52	3,35	-3,43	0,00	609,76	4,72	-4,84	0,00	476,97	0,79	-1,92
5	4,62	0,00	542,77	4,21	-4,31	0,00	765,19	5,93	-6,07	0,00	598,55	0,99	-2,41
6	5,78	0,00	636,06	4,93	-5,05	0,00	896,70	6,95	-7,11	0,00	701,42	1,16	-2,83
7	6,93	0,00	712,39	5,52	-5,65	0,00	1004,31	7,78	-7,97	0,00	785,59	1,30	-3,17
8	8,09	0,00	771,76	5,98	-6,12	0,00	1088,00	8,43	-8,63	0,00	851,06	1,40	-3,43
9	9,24	0,00	814,16	6,31	-6,46	0,00	1147,78	8,89	-9,11	0,00	897,82	1,48	-3,62
10	10,40	0,00	839,60	6,51	-6,66	0,00	1183,65	9,17	-9,39	0,00	925,88	1,53	-3,73
11 (Centro luz)	11,55	0,00	848,08	6,57	-6,73	0,00	1195,61	9,26	-9,48	0,00	935,23	1,54	-3,77
12	12,71	0,00	839,60	6,51	-6,66	0,00	1183,65	9,17	-9,39	0,00	925,88	1,53	-3,73
13	13,86	0,00	814,16	6,31	-6,46	0,00	1147,78	8,89	-9,11	0,00	897,82	1,48	-3,62
14	15,02	0,00	771,76	5,98	-6,12	0,00	1088,00	8,43	-8,63	0,00	851,06	1,40	-3,43
15	16,17	0,00	712,39	5,52	-5,65	0,00	1004,31	7,78	-7,97	0,00	785,59	1,30	-3,17
16	17,33	0,00	636,06	4,93	-5,05	0,00	896,70	6,95	-7,11	0,00	701,42	1,16	-2,83
17	18,48	0,00	542,77	4,21	-4,31	0,00	765,19	5,93	-6,07	0,00	598,55	0,99	-2,41
18	19,64	0,00	432,52	3,35	-3,43	0,00	609,76	4,72	-4,84	0,00	476,97	0,79	-1,92
19	20,79	0,00	305,31	2,37	-2,42	0,00	430,42	3,33	-3,41	0,00	336,68	0,56	-1,36
20	21,95	0,00	161,14	1,25	-1,28	0,00	227,16	1,76	-1,80	0,00	177,69	0,29	-0,72
21	23,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SECCIONES	X (m)	S.C.U				Nieve				Viento			
		N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,16	0,00	181,73	0,30	-0,73	0,00	11,63	0,02	-0,05	0,00	87,59	0,14	-0,35
3	2,31	0,00	344,33	0,57	-1,39	0,00	22,04	0,04	-0,09	0,00	165,97	0,27	-0,67
4	3,47	0,00	487,81	0,80	-1,97	0,00	31,22	0,05	-0,13	0,00	235,12	0,39	-0,95
5	4,62	0,00	612,15	1,01	-2,47	0,00	39,18	0,06	-0,16	0,00	295,06	0,49	-1,19
6	5,78	0,00	717,36	1,18	-2,89	0,00	45,91	0,08	-0,19	0,00	345,77	0,57	-1,39
7	6,93	0,00	803,45	1,32	-3,24	0,00	51,42	0,08	-0,21	0,00	387,26	0,64	-1,56
8	8,09	0,00	870,40	1,44	-3,51	0,00	55,71	0,09	-0,22	0,00	419,53	0,69	-1,69
9	9,24	0,00	918,22	1,51	-3,70	0,00	58,77	0,10	-0,24	0,00	442,58	0,73	-1,78
10	10,40	0,00	946,92	1,56	-3,82	0,00	60,60	0,10	-0,24	0,00	456,42	0,75	-1,84
11 (Centro luz)	11,55	0,00	956,48	1,58	-3,86	0,00	61,21	0,10	-0,25	0,00	461,03	0,76	-1,86
12	12,71	0,00	946,92	1,56	-3,82	0,00	60,60	0,10	-0,24	0,00	456,42	0,75	-1,84
13	13,86	0,00	918,22	1,51	-3,70	0,00	58,77	0,10	-0,24	0,00	442,58	0,73	-1,78
14	15,02	0,00	870,40	1,44	-3,51	0,00	55,71	0,09	-0,22	0,00	419,53	0,69	-1,69
15	16,17	0,00	803,45	1,32	-3,24	0,00	51,42	0,08	-0,21	0,00	387,26	0,64	-1,56
16	17,33	0,00	717,36	1,18	-2,89	0,00	45,91	0,08	-0,19	0,00	345,77	0,57	-1,39
17	18,48	0,00	612,15	1,01	-2,47	0,00	39,18	0,06	-0,16	0,00	295,06	0,49	-1,19
18	19,64	0,00	487,81	0,80	-1,97	0,00	31,22	0,05	-0,13	0,00	235,12	0,39	-0,95
19	20,79	0,00	344,33	0,57	-1,39	0,00	22,04	0,04	-0,09	0,00	165,97	0,27	-0,67
20	21,95	0,00	181,73	0,30	-0,73	0,00	11,63	0,02	-0,05	0,00	87,59	0,14	-0,35
21	23,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CORDONES ALA INFERIOR									
		Pretensado característico inicial(Estimado) esta suposición es como si todos lo cables estuvieran en la misma fibra.				ΔP dif esta suposición es como si todos los cables estuvieran en la misma fibra			
SECCIONES	X (m)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma 1$ (MPa)	$\sigma 2$ (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma 1$ (MPa)	$\sigma 2$ (MPa)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,16	1720,01	-975,38	-3,26	12,04	-424,15	193,42	-0,10	-1,20
3	2,31	1720,01	-975,38	-3,26	12,04	-424,15	193,42	-0,10	-1,20
4	3,47	2900,00	-1644,53	-5,49	20,30	-715,14	326,12	-0,17	-2,02
5	4,62	2900,00	-1644,53	-5,49	20,30	-715,14	326,12	-0,17	-2,02
6	5,78	3800,00	-2154,90	-7,19	26,60	-937,08	427,33	-0,22	-2,65
7	6,93	3800,00	-2154,90	-7,19	26,60	-937,08	427,33	-0,22	-2,65
8	8,09	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
9	9,24	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
10	10,40	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
11 (Centro luz)	11,55	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
12	12,71	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
13	13,86	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
14	15,02	4300,03	-2438,46	-8,14	30,10	-1060,39	483,56	-0,25	-3,00
15	16,17	3800,00	-2154,90	-7,19	26,60	-890,72	406,19	-0,21	-2,52
16	17,33	3800,00	-2154,90	-7,19	26,60	-890,72	406,19	-0,21	-2,52
17	18,48	2900,00	-1644,53	-5,49	20,30	-715,14	326,12	-0,17	-2,02
18	19,64	2900,00	-1644,53	-5,49	20,30	-715,14	326,12	-0,17	-2,02
19	20,79	1720,01	-975,38	-3,26	12,04	-424,15	193,42	-0,10	-1,20
20	21,95	1720,01	-975,38	-3,26	12,04	-424,15	193,42	-0,10	-1,20
21	23,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CORDONES ALA SUPERIOR									
		Pretensado característico inicial(Estimado) esta suposición es como si todos lo cables estuvieran en la misma fibra.				ΔP_{dif} esta suposición es como si todos los cables estuvieran en la misma fibra			
SECCIONES	X (m)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
1	0,000	450,000	0,000	1,125	1,125	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
2	1,155	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
3	2,310	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
4	3,465	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
5	4,620	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
6	5,775	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
7	6,930	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
8	8,085	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
9	9,240	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
10	10,395	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
11 (Centro luz)	11,550	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
12	12,705	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
13	13,860	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
14	15,015	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
15	16,170	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
16	17,325	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
17	18,480	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
18	19,635	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
19	20,790	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
20	21,945	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	-61,358	-0,211	0,137
21	23,100	450,000	248,814	3,053	-0,849	-110,970	0,000	-0,110	-0,110

ACCIÓN		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente		$\gamma_G = 1$	$\gamma_G = 1$
Pretensado	pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente no constante		$\gamma_{G^*} = 1$	$\gamma_{G^*} = 1$
Variable		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1$

COMBINACIÓN AL TESAR									
SECCIONES	X (m)	σ_1 , máx(MPa)	σ_1 , max < ocs(27MPa)	σ_2 max(MPa)	σ_2 , max < ocs(27 MPa)	σ_1 mín(MPa)	σ_1 , mi > 0 Mpa	σ_2 , mín(MPa)	σ_2 , mín > 0 Mpa
1	0,00								
2	1,16	1,36	Cumple	10,56	Cumple	0,73	Cumple	9,27	Cumple
3	2,31	2,48	Cumple	9,41	Cumple	1,85	Cumple	8,12	Cumple
4	3,47	1,34	Cumple	17,08	Cumple	0,49	Cumple	14,96	Cumple
5	4,62	2,20	Cumple	16,20	Cumple	1,34	Cumple	14,09	Cumple
6	5,78	1,30	Cumple	22,07	Cumple	0,28	Cumple	19,33	Cumple
7	6,93	1,89	Cumple	21,47	Cumple	0,87	Cumple	18,72	Cumple
8	8,09	1,45	Cumple	24,67	Cumple	0,33	Cumple	21,58	Cumple
9	9,24	1,78	Cumple	24,34	Cumple	0,66	Cumple	21,24	Cumple
10	10,40	1,98	Cumple	24,14	Cumple	0,86	Cumple	21,04	Cumple
11 (Centro luz)	11,55	2,04	Cumple	24,07	Cumple	0,92	Cumple	20,97	Cumple
12	12,71	1,98	Cumple	24,14	Cumple	0,86	Cumple	21,04	Cumple
13	13,86	1,78	Cumple	24,34	Cumple	0,66	Cumple	21,24	Cumple
14	15,02	1,45	Cumple	24,67	Cumple	0,33	Cumple	21,58	Cumple
15	16,17	2,23	Cumple	20,09	Cumple	1,24	Cumple	17,47	Cumple
16	17,33	1,64	Cumple	20,69	Cumple	0,65	Cumple	18,08	Cumple
17	18,48	2,20	Cumple	16,20	Cumple	1,34	Cumple	14,09	Cumple
18	19,64	1,34	Cumple	17,08	Cumple	0,49	Cumple	14,96	Cumple
19	20,79	2,48	Cumple	9,41	Cumple	1,85	Cumple	8,12	Cumple
20	21,95	1,36	Cumple	10,56	Cumple	0,73	Cumple	9,27	Cumple
21	23,10								

COMBINACIÓN EN VERTIDO, COMPROBACIÓN TENSIONES FIBRA SUPERIOR Y INFERIOR DE LA VIGA									
SECCIONES	X (m)	σ_1 , máx(MPa)	σ_1 , max < ocs(27MPa)	σ_2 max(MPa)	σ_2 , max < ocs(27 MPa)	σ_1 mín(MPa)	σ_1 , mi > 0 Mpa	σ_2 , mín(MPa)	σ_2 , mín > 0 Mpa
1	0,00								
2	1,16	2,81	Cumple	7,76	Cumple	2,17	Cumple	6,34	Cumple
3	2,31	5,51	Cumple	5,00	Cumple	4,86	Cumple	3,58	Cumple
4	3,47	5,69	Cumple	10,46	Cumple	4,83	Cumple	8,13	Cumple
5	4,62	7,74	Cumple	8,35	Cumple	6,89	Cumple	6,02	Cumple
6	5,78	7,81	Cumple	12,59	Cumple	6,79	Cumple	9,56	Cumple
7	6,93	9,24	Cumple	11,13	Cumple	8,21	Cumple	8,10	Cumple
8	8,09	9,41	Cumple	13,34	Cumple	8,30	Cumple	9,93	Cumple
9	9,24	10,21	Cumple	12,52	Cumple	9,09	Cumple	9,12	Cumple
10	10,40	10,68	Cumple	12,04	Cumple	9,57	Cumple	8,63	Cumple
11 (Centro luz)	11,55	10,84	Cumple	11,88	Cumple	9,72	Cumple	8,47	Cumple
12	12,71	10,68	Cumple	12,04	Cumple	9,57	Cumple	8,63	Cumple
13	13,86	10,21	Cumple	12,52	Cumple	9,09	Cumple	9,12	Cumple
14	15,02	9,41	Cumple	13,34	Cumple	8,30	Cumple	9,93	Cumple
15	16,17	9,59	Cumple	9,87	Cumple	8,60	Cumple	6,99	Cumple
16	17,33	8,16	Cumple	11,33	Cumple	7,17	Cumple	8,45	Cumple
17	18,48	7,74	Cumple	8,35	Cumple	6,89	Cumple	6,02	Cumple
18	19,64	5,69	Cumple	10,46	Cumple	4,83	Cumple	8,13	Cumple
19	20,79	5,51	Cumple	5,00	Cumple	4,86	Cumple	3,58	Cumple
20	21,95	2,81	Cumple	7,76	Cumple	2,17	Cumple	6,34	Cumple
21	23,10								

COMBINACIÓN EN SERVICIO, BORDE SUPERIOR DE LA LOSA Y INFERIOR DE LA VIGA									
SECCIONES	X (m)	σ_1 , máx(MPa)	σ_1 , max < σ_{cs} (20MPa)	σ_2 max(MPa)	σ_2 , max 20ocs(MPa)	σ_1 min(MPa)	σ_1 , mi > 0 Mpa	σ_2 , mín(MPa)	σ_2 , mín > 0 Mpa
1	0,00								
2	1,16	4,37	Cumple	6,16	Cumple	2,68	Cumple	4,73	Cumple
3	2,31	7,60	Cumple	1,97	Cumple	5,82	Cumple	0,54	Cumple
4	3,47	8,27	Cumple	6,16	Cumple	6,19	Cumple	3,83	Cumple
5	4,62	10,74	Cumple	2,95	Cumple	8,59	Cumple	0,62	Cumple
6	5,78	11,17	Cumple	6,26	Cumple	8,79	Cumple	3,24	Cumple
7	6,93	12,88	Cumple	4,04	Cumple	10,45	Cumple	1,02	Cumple
8	8,09	13,28	Cumple	5,66	Cumple	10,72	Cumple	2,25	Cumple
9	9,24	14,24	Cumple	4,43	Cumple	11,65	Cumple	1,02	Cumple
10	10,40	14,81	Cumple	3,69	Cumple	12,20	Cumple	0,28	Cumple
11 (Centro luz)	11,55	15,00	Cumple	3,44	Cumple	12,39	Cumple	0,03	Cumple
12	12,71	14,81	Cumple	3,69	Cumple	12,20	Cumple	0,28	Cumple
13	13,86	14,24	Cumple	4,43	Cumple	11,65	Cumple	1,02	Cumple
14	15,02	13,28	Cumple	5,66	Cumple	10,72	Cumple	2,25	Cumple
15	16,17	13,23	Cumple	2,79	Cumple	10,83	Cumple	-0,09	FALSO
16	17,33	11,52	Cumple	5,00	Cumple	9,17	Cumple	2,13	Cumple
17	18,48	10,74	Cumple	2,95	Cumple	8,59	Cumple	0,62	Cumple
18	19,64	8,27	Cumple	6,16	Cumple	6,19	Cumple	3,83	Cumple
19	20,79	7,60	Cumple	1,97	Cumple	5,82	Cumple	0,54	Cumple
20	21,95	4,37	Cumple	6,16	Cumple	2,68	Cumple	4,73	Cumple
21	23,10	0,00							

Conclusiones:

Tanto en el borde inferior como superior, cumple con las limitaciones tensionales por lo cual es pretensado, esta encajada.

Es conveniente comentar que hay una tensión que es crítica y si hubiera alguna variación en las cargas, podría llegar a incumplir con una de las limitaciones impuestas, concretamente en la fibra del borde inferior (σ_2 , mín) en el centro luz.

No obstante hemos planteado la hipótesis para que estuviese a descompresión completa, a pesar de no estar exigido para el tipo de ambiente de este proyecto.

8.2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO SOLICITACIONES NORMALES

8.2.1 MODELO DE CÁLCULO

Se ha empleado el programa informático “Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1.5”

El E.L.U debe cumplir que el momento de calculo de la combinación más desfavorable sea menor que el momento último de calculo de la sección. Esto es que :

$$M_d < M_u$$

Para ello se ha hecho una comprobación únicamente con la armadura activa, la cual cumplía con cierta holgura la siguiente comprobación citada.

Pero es necesario la colocación de armadura pasiva para el anclaje de los cercos y para darle solidez a la viga en su conjunto. Es por ello que la armadura pasiva que se colocara es la de la cuantía mínima.

8.2.2 CALCULO ELU

La combinación de acciones en ELU es la siguiente:

		COMBINACIONES DE ACCIONES ELU		
		Momento Tesar	Vertido de la losa	En Servicio
		Permanentes o transitorias	Permanentes o transitorias	Permanentes o transitorias
SECCIONES	X (m)	Mmax (KN/m)	Mmax (KN/m)	Mmax (KN/m)
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	1,2	217,5	655,6	1090,1
3	2,3	412,2	1242,2	2065,4
4	3,5	583,9	1759,8	2926,0
5	4,6	732,7	2208,3	3671,8
6	5,8	858,7	2587,9	4302,9
7	6,9	961,7	2898,4	4819,2
8	8,1	1041,9	3140,0	5220,8
9	9,2	1099,1	3312,5	5507,7
10	10,4	1133,5	3416,0	5679,8
11 (Centro luz)	11,6	1144,9	3450,5	5737,2
12	12,7	1133,5	3416,0	5679,8
13	13,9	1099,1	3312,5	5507,7
14	15,0	1041,9	3140,0	5220,8
15	16,2	961,7	2898,4	4819,2
16	17,3	858,7	2587,9	4302,9
17	18,5	732,7	2208,3	3671,8
18	19,6	583,9	1759,8	2926,0
19	20,8	412,2	1242,2	2065,4
20	21,9	217,5	655,6	1090,1
21	23,1	0,0	0,0	0,0

A continuación se expone la comprobación con todas las armaduras longitudinales.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
3.1.5 SEGÚN EHE-08
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Pasarela Castellbisbal
Fecha: 18/06/2014
Hora: 11:00:58

Cálculo de secciones a flexión

1

DATOS

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-45

Tipo de acero : B-500-S

f_{ck} [MPa] = 45.00

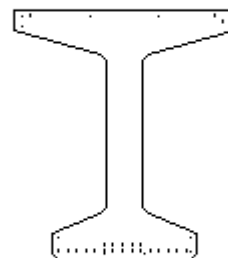
f_{yk} [MPa] = 500.00

η_c = 1.50

η_s = 1.15

- Sección

Sección : EJEMPLO6



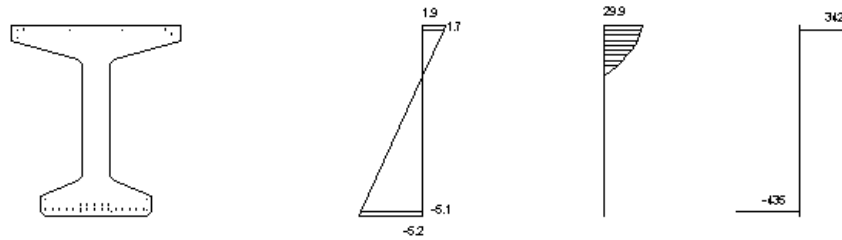
Dimensionamiento.

N_d [kN] = 0

M_{xd} [kN·m] = 4500

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [mm]	Area [cm2]	xi [m]	yi [m]	xf m]	yf [m]
1	NO	P	8.00	1.005	-0.690	0.030	-0.360	0.030
2	NO	P	8.00	1.005	-1.020	0.077	-1.020	0.030
3	NO	P	8.00	1.005	-0.840	1.157	-0.840	1.090
4	NO	P	8.00	1.005	-0.424	1.170	-0.625	1.170
5	NO	P	8.00	1.005	-0.210	1.090	-0.210	1.158
6	NO	P	8.00	1.005	-0.050	0.050	-0.050	0.062
7	SI	Y	13.35	1.400	-0.830	1.160	-0.830	1.160
8	SI	Y	13.35	1.400	-0.786	1.160	-0.786	1.160
9	SI	Y	13.35	1.400	-0.743	1.160	-0.743	1.160
10	SI	Y	13.35	1.400	-0.699	1.160	-0.699	1.160
11	SI	Y	13.35	1.400	-0.656	1.160	-0.656	1.160
12	SI	Y	13.35	1.400	-0.612	1.160	-0.612	1.160
13	SI	Y	13.35	1.400	-0.569	1.160	-0.569	1.160
14	SI	Y	13.35	1.400	-0.525	1.160	-0.525	1.160
15	SI	Y	13.35	1.400	-0.481	1.160	-0.481	1.160
16	SI	Y	13.35	1.400	-0.438	1.160	-0.438	1.160
17	SI	Y	13.35	1.400	-0.394	1.160	-0.394	1.160
18	SI	Y	13.35	1.400	-0.351	1.160	-0.351	1.160
19	SI	Y	13.35	1.400	-0.307	1.160	-0.307	1.160
20	SI	Y	13.35	1.400	-0.264	1.160	-0.264	1.160
21	SI	Y	13.35	1.400	-0.220	1.160	-0.220	1.160
22	SI	Y	13.35	1.400	-0.612	1.132	-0.612	1.132
23	SI	Y	13.35	1.400	-0.569	1.132	-0.569	1.132
24	SI	Y	13.35	1.400	-0.525	1.132	-0.525	1.132
25	SI	Y	13.35	1.400	-0.481	1.132	-0.481	1.132
26	SI	Y	13.35	1.400	-0.438	1.132	-0.438	1.132
27	SI	Y	13.35	1.400	-0.970	0.029	-0.970	0.029
28	SI	Y	13.35	1.400	-0.080	0.029	-0.080	0.029

2



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.32
 β [°] = 360.0
 $1/r$ [1/m] · 1.E-3 = 5.9
 ε_s · 1.E-3 = 1.9
 ε_i · 1.E-3 = -5.2

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E-3	Tensión [MPa]
0.03	1.7	342
1.17	-5.1	-435

Propuesta armadura dimensionamiento

Aest	Fest	A	F	Nu	Mxu	Myu
[cm ²]		[cm ²]		[kN]	[kN·m]	[kN·m]
100.8*	0.000	106.9	1.330	0	4988.7	0.6

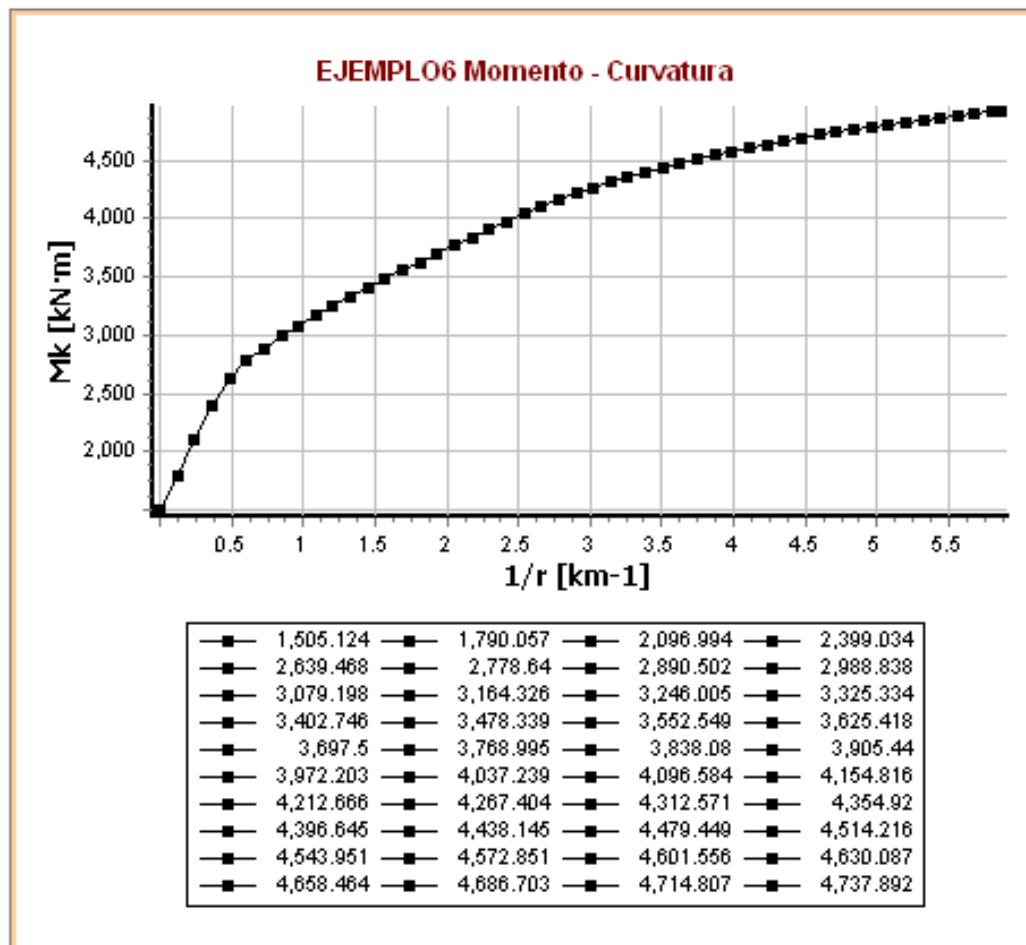
* Cuantía mínima

$M_d < M_u$

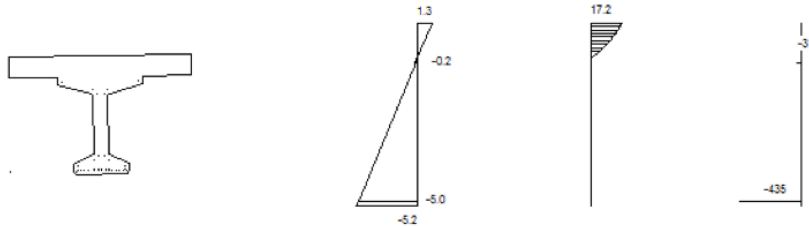
3450 KN < 4988,7 KN **CUMPLE**

Adicionalmente adjuntamos el diagrama momento-curvatura, en el que se puede observar como el resultado del cálculo da una sección dúctil, habiendo conseguido así un buen diseño de la viga.

- Diagrama momento - curvatura



Para la comprobación en servicio, se estima cual sería el momento último del conjunto viga + losa, suponiendo que toda la sección es de hormigón de 45 Mpa, se asume que los resultados no son los correctos, no obstante lo cumple con suficiente holgura.



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.29
 β [°] = 1.0
 $1/r$ [1/m] $\cdot 1.E-3$ = 4.4
 ϵ_s $\cdot 1.E-3$ = 1.3
 ϵ_i $\cdot 1.E-3$ = -5.2

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación [$1.E-3$]	Tensión [MPa]
0.32	-0.2	-31
1.43	-5.0	-435

Propuesta armadura dimensionamiento

Aest [cm ²]	Fest	A [cm ²]	F	Nu [kN]	Mxu [kN · m]	Myu [kN · m]
125.6*	1.000	125.6	-99.000	0	7219.8	-15.7

* Cuantía mínima

$$M_d < M_u$$

$$5737 \text{ KN} < 4988,7 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

8.3 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR CORTANTE.

8.3.1 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

V_{rd} esfuerzo efectivo de cálculo

V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

1º Cálculo del ángulo de referencia θ_e de las fisuras

La EHE-08 nos brinda la oportunidad de calcularlo mediante el método simplificado y el método general, sea utilizado este último.

Método simplificado.

θ_e es el ángulo de inclinación de las fisuras diagonales en el alma en el momento de la fisuración y queda definido por la expresión siguiente:

$$\cotg \theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd}\sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \begin{matrix} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{matrix}$$

Dado que la tensión normal σ_{yd} es nula, la EHE define una expresión más simple:

$$\cotg \theta_e = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,m}}} \quad \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 2,0 \end{cases}$$

$$\sigma_{xd} = -\frac{P_{ki}}{A} = \frac{3500 \cdot 10^{-3}}{0,3999} = 8752 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3,80 \text{ MPa}$$

$$\cotg \theta_e = \sqrt{1 + \frac{8,752}{3,8}} = 1,8174$$

Por tanto, $\cotg \theta_e = 1,8174 \rightarrow \theta_e = 28,821^\circ$

2º Obtención de Vu1

COMPROBAR QUE CUMPLE LA CONDICIÓN;

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde:

$$k = 1,25$$

$$f_{1cd} = 18 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 0,18 \text{ m}$$

$$d = 1,05 \text{ m}$$

$$\theta = 28,82^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Por lo que $V_{u1} = 1796 \text{ KN}$

$$V_{rd} < V_{u1} \quad 755 \text{ KN} < 1796 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

3º COMPROBACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTANTE V_{cu}

CALCULO DE LA ARMADURA NECESARIA EN CASO DE QUE LA CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN NO SEA LA NECESARIA PARA CUMPLIR $V_{rd} \leq V_{u2}$

		COMBINACIONES DE ACCIONES ELU		
		Momento Tesar	Vertido de la losa	En Servicio
		Permanentes o transitorias	Permanentes o transitorias	Permanentes o transitorias
SECCIONES	X (m)	V (KN)	V (KN)	V (KN)
1	0,0	175,6	529,2	875,0
2	1,2	158,0	476,3	787,5
3	2,3	140,5	423,4	700,0
4	3,5	122,9	370,5	612,5
5	4,6	105,4	317,5	525,0
6	5,8	87,8	264,6	437,5
7	6,9	70,2	211,7	350,0
8	8,1	52,7	158,8	262,5
9	9,2	35,1	105,8	175,0
10	10,4	17,6	52,9	87,5
11 (Centro luz)	11,6	0,0	0,0	0,0
12	12,7	-17,6	-52,9	-87,5
13	13,9	-35,1	-105,8	-175,0
14	15,0	-52,7	-158,8	-262,5
15	16,2	-70,2	-211,7	-350,0
16	17,3	-87,8	-264,6	-437,5
17	18,5	-105,4	-317,5	-525,0
18	19,6	-122,9	-370,5	-612,5
19	20,8	-140,5	-423,4	-700,0
20	21,9	-158,0	-476,3	-787,5
21	23,1	-175,6	-529,2	-875,0

SECCIONES	X (m)	Activa	$p_l < 0,02$	Vrd(kN) a un canto útil	Vcu (kN)	$\epsilon \text{ Vrd} < Vcu ?$	Vsu (kN)	Asa cm ² /m	Aa,min (cm ² /m)	A,dispuesta (cm ² /m)
1	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-
2	1,16	13,63	0,01	787,54	97,79	FALSO	689,75	9,13	2,28	9,13
3	2,31	13,63	0,01	700,04	219,72	FALSO	480,31	6,35	2,28	6,35
4	3,47	22,97	0,02	612,53	233,28	FALSO	379,25	5,02	2,28	5,02
5	4,62	22,97	0,02	525,03	316,93	FALSO	208,09	2,75	2,28	2,75
6	5,78	30,10	0,02	437,52	325,41	FALSO	112,12	1,48	2,28	2,28
7	6,93	30,10	0,02	350,02	389,21	correcto	-	No necesaria	2,28	2,28
8	8,09	34,07	0,02	262,51	393,44	correcto	-	No necesaria	2,28	2,28
9	9,24	34,07	0,02	175,01	428,89	correcto	-	No necesaria	2,28	2,28
10	10,40	34,07	0,02	87,50	428,89	correcto	-	No necesaria	2,28	2,28
11 (Centro luz)	11,55	34,07	0,02	0,00	428,89	correcto	-	No necesaria	2,28	2,28

Datos	
bo (m)	0,18
d (m)	1,05
ξ	1,43643578
A activa (cm ²)	35,95
A pasiva (cm ²)	6
p	0,02219577
p modificado	0,02

8.4 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE SOLICITACIONES POR RASANTE.

8.4.1 MODELO DE CÁLCULO

Para el cálculo del momento rasante utilizamos la siguiente formulación.

$$Sd = \frac{V \cdot S}{I}$$

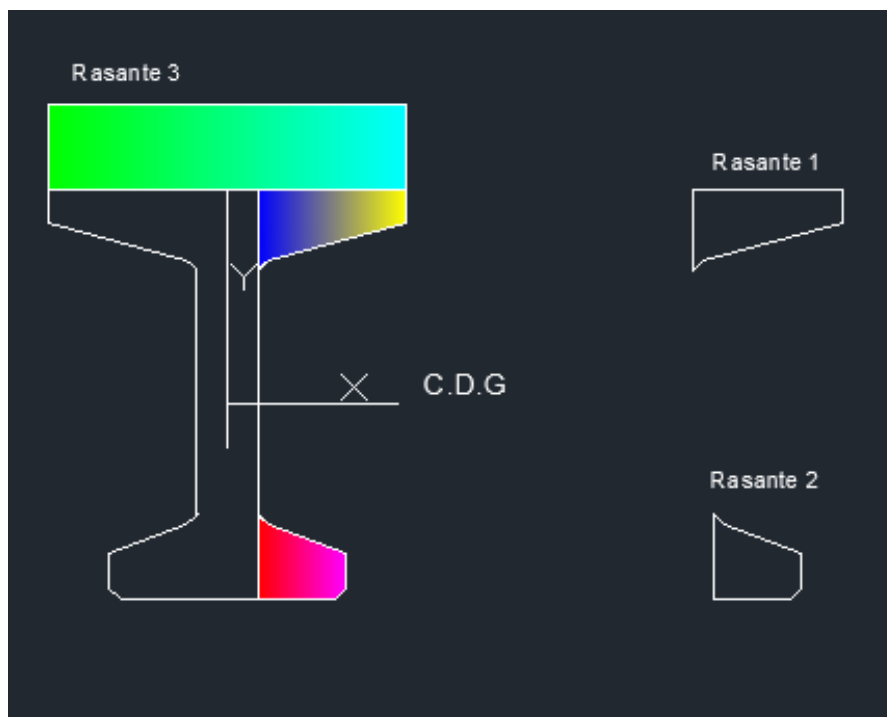
Donde:

V = Cortante, que va variando a lo largo de la viga y es por ello que varía también la rasante.

S = Momento estático respecto al centro de gravedad.

I = Inercia de la sección.

Se diferencia los siguientes tres esfuerzos rasantes.



8.4.2 CÁLCULO

A continuación se muestra la combinación en E.L.U del esfuerzo rasante 1 y la propuesta de armado:

Siendo los datos concretos:

DATOS		
Memento estatico S	0,03795	m3
Momento de inercia I	0,0762527	m4

		COMBINACIONES DE ACCIONES			SECCIONES	X (m)	Ap (cm2/m)
		Momento Tesar	Vertido de la losa	En Servicio			
		Permanent es o	Permanent es o	Permanent es o			
SECCIONES	X (m)	Sd (KN)	Sd (KN)	Sd (KN)			
1	0,0	87,4	263,4	435,5	1	0,0	10,9
2	1,2	78,7	237,0	391,9	2	1,2	9,8
3	2,3	69,9	210,7	348,4	3	2,3	8,7
4	3,5	61,2	184,4	304,8	4	3,5	7,6
5	4,6	52,4	158,0	261,3	5	4,6	6,5
6	5,8	43,7	131,7	217,7	6	5,8	5,4
7	6,9	35,0	105,4	174,2	7	6,9	4,4
8	8,1	26,2	79,0	130,6	8	8,1	3,3
9	9,2	17,5	52,7	87,1	9	9,2	2,2
10	10,4	8,7	26,3	43,5	10	10,4	1,1
11 (Centro luz)	11,6	0,0	0,0	0,0	11 (Centro luz)	11,6	0,0
12	12,7	-8,7	-26,3	-43,5	12	12,7	-1,1
13	13,9	-17,5	-52,7	-87,1	13	13,9	-2,2
14	15,0	-26,2	-79,0	-130,6	14	15,0	-3,3
15	16,2	-35,0	-105,4	-174,2	15	16,2	-4,4
16	17,3	-43,7	-131,7	-217,7	16	17,3	-5,4
17	18,5	-52,4	-158,0	-261,3	17	18,5	-6,5
18	19,6	-61,2	-184,4	-304,8	18	19,6	-7,6
19	20,8	-69,9	-210,7	-348,4	19	20,8	-8,7
20	21,9	-78,7	-237,0	-391,9	20	21,9	-9,8
21	23,1	-87,4	-263,4	-435,5	21	23,1	-10,9

A continuación se muestra la combinación en E.L.U del esfuerzo rasante 2 y la propuesta de armado:

Siendo los datos concretos

		COMBINACIONES DE ACCIONES			SECCIONES	X (m)	Ap (cm ² /m)
		Momento Tesar	Vertido de la losa	En Servicio			
		Permanent es o	Permanente s o	Permanen tes o			
SECCIONE	X (m)	Sd (KN)	Sd (KN)	V (KN)			
1	0,0	50,4	151,8	251,0			
2	1,2	45,3	136,6	225,9			
3	2,3	40,3	121,4	200,8			
4	3,5	35,3	106,3	175,7			
5	4,6	30,2	91,1	150,6			
6	5,8	25,2	75,9	125,5			
7	6,9	20,1	60,7	100,4			
8	8,1	15,1	45,5	75,3			
9	9,2	10,1	30,4	50,2			
10	10,4	5,0	15,2	25,1			
11 (Centro luz)	11,6	0,0	0,0	0,0			
12	12,7	-5,0	-15,2	-25,1			
13	13,9	-10,1	-30,4	-50,2			
14	15,0	-15,1	-45,5	-75,3			
15	16,2	-20,1	-60,7	-100,4			
16	17,3	-25,2	-75,9	-125,5			
17	18,5	-30,2	-91,1	-150,6			
18	19,6	-35,3	-106,3	-175,7			
19	20,8	-40,3	-121,4	-200,8			
20	21,9	-45,3	-136,6	-225,9			
21	23,1	-50,4	-151,8	-251,0			

A continuación se muestra la combinación en E.L.U del esfuerzo rasante 3 y la propuesta de armado:

Siendo los datos concretos:

DATOS		
Memento estatico S	0,4346	m3
Momento de inercia I	0,0762527	m4

		COMBINACIONES DE ACCIONES					
		Momento Tesar	Vertido de la losa	En Servicio			
		Permanentes o	Permanentes o	Permanentes o			
SECCIONES	X (m)	Sd (KN)	Sd (KN)	V (KN)	SECCIONES	X (m)	Ap (cm2/m)
1	0,0	135,3	407,7	674,1	1	0,0	16,9
2	1,2	121,8	366,9	606,7	2	1,2	15,2
3	2,3	108,2	326,2	539,3	3	2,3	13,5
4	3,5	94,7	285,4	471,9	4	3,5	11,8
5	4,6	81,2	244,6	404,5	5	4,6	10,1
6	5,8	67,6	203,8	337,1	6	5,8	8,4
7	6,9	54,1	163,1	269,6	7	6,9	6,7
8	8,1	40,6	122,3	202,2	8	8,1	5,1
9	9,2	27,1	81,5	134,8	9	9,2	3,4
10	10,4	13,5	40,8	67,4	10	10,4	1,7
11 (Centro luz)	11,6	0,0	0,0	0,0	11 (Centro luz)	11,6	0,0
12	12,7	-13,5	-40,8	-67,4	12	12,7	-1,7
13	13,9	-27,1	-81,5	-134,8	13	13,9	-3,4
14	15,0	-40,6	-122,3	-202,2	14	15,0	-5,1
15	16,2	-54,1	-163,1	-269,6	15	16,2	-6,7
16	17,3	-67,6	-203,8	-337,1	16	17,3	-8,4
17	18,5	-81,2	-244,6	-404,5	17	18,5	-10,1
18	19,6	-94,7	-285,4	-471,9	18	19,6	-11,8
19	20,8	-108,2	-326,2	-539,3	19	20,8	-13,5
20	21,9	-121,8	-366,9	-606,7	20	21,9	-15,2
21	23,1	-135,3	-407,7	-674,1	21	23,1	-16,9

Propuesta de armado

Rasante 1

x (m)	cm ² /m cálculados cada 20 cm	Diámetro necesario	Diámetro elegido
0,0	10,900	0,017	16,000
1,2	9,800	0,016	16,000
2,3	8,700	0,015	16,000
3,5	7,600	0,014	14,000
4,6	6,500	0,013	14,000
5,8	5,400	0,012	14,000
6,9	4,400	0,011	12,000
8,1	3,300	0,009	12,000
9,2	2,200	0,007	12,000
10,4	1,100	0,005	8,000
11,6	0,000	0,000	8,000

Rasante 2

x (m)	cm ² /m cálculados cada 20 cm	Diámetro necesario	Diámetro elegido
0,0	6,3	0,013	12,000
1,2	5,6	0,012	12,000
2,3	5	0,011	12,000
3,5	4,4	0,011	10,000
4,6	3,8	0,010	10,000
5,8	3,1	0,009	10,000
6,9	2,5	0,008	8,000
8,1	1,9	0,007	8,000
9,2	1,3	0,006	8,000
10,4	0,6	0,004	6,000
11,6	0	0,000	6,000

Rasante 3. Se decide prolongar el cerco de cortante para que colabore también a la rasante.

x (m)	cm ² /m cálculados cada 20 cm	Diámetro necesario	Diámetro elegido
0,0	16,853	0,021	20,000
1,2	15,168	0,020	20,000
2,3	13,482	0,019	20,000
3,5	11,797	0,017	20,000
4,6	10,112	0,016	16,000
5,8	8,426	0,015	10,000
6,9	6,741	0,013	10,000
8,1	5,056	0,011	8,000
9,2	3,371	0,009	8,000
10,4	1,685	0,007	8,000
11,6	0,000	0,000	8,000

Ap necesario tras quitar el area de la armadura a cortante				
Ap (cm ² /m)	A cortante	A disponer	DIAMETRO NECESARIO	DIÁMETRO ELEGIDO
16,8529	9,1255646	7,727299	0,009919025	10
15,1676	6,3546291	8,8129482	0,010592921	10
13,4823	5,0175459	8,464745	0,010381546	10
11,797	2,7531081	9,0438964	0,01073082	10
10,1117	2,28	7,8317182	0,009985818	10
8,42643	2,28	6,1464318	0,008846401	8
6,74115	2,28	4,4611454	0,007536649	8
5,05586	2,28	2,7758591	0,005945027	8
3,37057	2,28	1,0905727	0,003726339	8
1,68529	2,28	-0,594714	#¡NUM!	8

8.5 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ELS DEFORMACIÓN

8.5.1 MODELO DE CÁLCULO de cálculo.

Se ha implementado el cálculo de las flechas mediante el programa de cálculo prontuario informático de hormigón estructural según la EHE-2008

Cantos mínimos

Según la EHE-2008 art 50.2.2.1ª para que no sea necesaria la comprobación de flechas la relación L/d (Máxima relación luz/ canto para la no se precisa comprobación de flechas) debe ser menor de 19 dato que hemos extraído de la tabla 50.2.21.a. Pero la relación luz/ canto que nos sale es de 19,7. Teniendo en cuenta un canto útil de la sección de 1,17 y una luz de 23,1 metros. Por lo que se precisa la comprobación de flechas.

Para la realización del cálculo del estado límite de deformación, hemos planteado las siguientes hipótesis, en lo que se refiere al tiempo de actuación de las diferentes cargas.

- HIPOTESIS 1-TIEMPO 1

Cargas actuantes al desencofrar, en el programa de cálculo utilizado las nombra como “Cargas actuantes al descimbrar “que se produce a los 14 días según el fabricante. Actuará el peso propio de la viga y el pretensado puesto que según nuestras directrices el desencofrado coincide con el momento de transferencia del pretensado. En este momento se produce una contra flecha, debido a que la acción del pretensado es mayor que la del peso propio de la viga, esta deformación es mayor en proporción a la que se producirá con las cargas posteriores, debido a que la inercia y características mecánicas son las de la viga en doble T, siendo esta más dúctil a y a la vez deformable.

- HIPOTESIS 2- TIEMPO 2-

Suponemos según el programa de trabaja que se realizara a los 40 días desde que se realizó el hormigonado de la viga. Se han tenido en cuenta la acción de la losa y todas las demás cargas permanentes. Al crecer la inercia en estos instantes debido a la colaboración de la losa la flecha en proporción al t_1 es menor.

8.5.2 CÁLCULO Y OBTENCIÓN DE LA FLECHA MÁXIMA

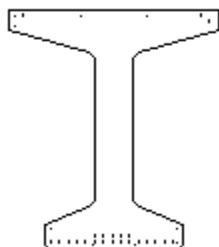
A continuación se exponen los resultados de las flechas producidas por el peso propio de la viga y por el pretensado.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
3.1.5 SEGÚN EHE-08
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Pasarela Castellbisbal
Fecha: 18/06/2014
Hora: 19:59:31

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas



- Estructura

Longitud [m] = 23.1

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 14

Cargas distribuidas uniformes :

x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	23.1	9.975
0	23.1	-22.39

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 28

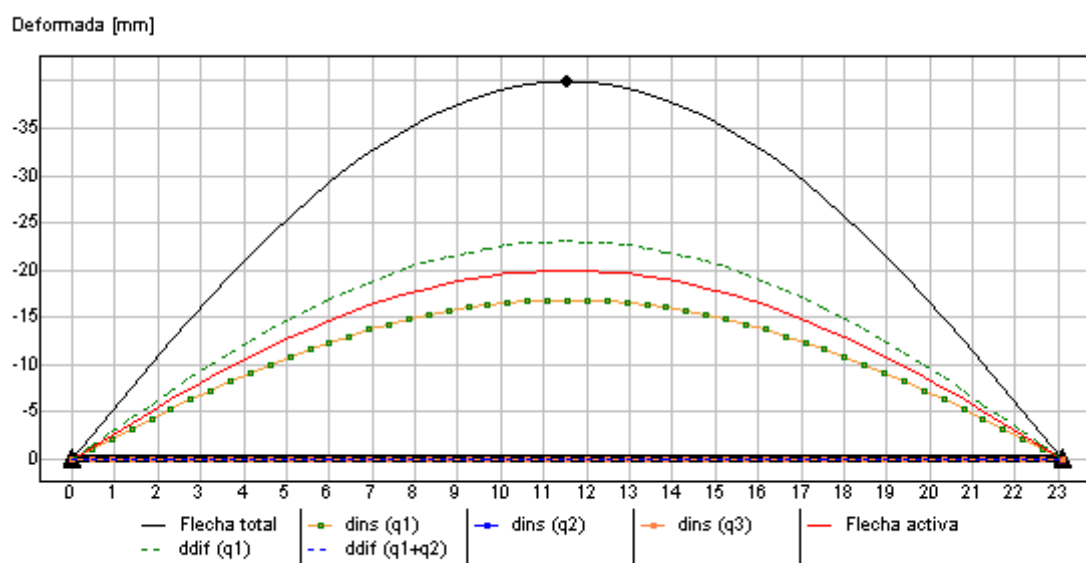
x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	23.1	9.975
0	23.1	-22.39

SOBRECARGA DE USO

x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	0	0

- Resumen

resultados



Flecha total [mm] = -39.9

Flecha total/Longitud = 1 / -579

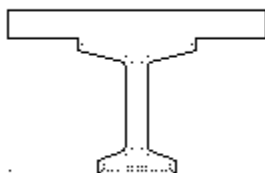
Flecha activa [mm] = -20.0

Flecha activa/Longitud = 1 / -1157

TABLA DE DEFORMACIONES

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]	d [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.46	-1.1	0.0	0.0	0.0	-1.5	0.0	-2.5	-1.3
0.92	-2.1	0.0	0.0	0.0	-2.9	0.0	-5.1	-2.5
1.39	-3.2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	-7.6	-3.8
1.85	-4.3	0.0	0.0	0.0	-5.8	0.0	-10.1	-5.0
2.31	-5.3	0.0	0.0	0.0	-7.2	0.0	-12.5	-6.3
2.77	-6.3	0.0	0.0	0.0	-8.6	0.0	-14.9	-7.5
3.23	-7.3	0.0	0.0	0.0	-9.9	0.0	-17.2	-8.6
3.70	-8.2	0.0	0.0	0.0	-11.2	0.0	-19.5	-9.7
4.16	-9.1	0.0	0.0	0.0	-12.5	0.0	-21.6	-10.8
4.62	-10.0	0.0	0.0	0.0	-13.7	0.0	-23.7	-11.9
5.08	-10.8	0.0	0.0	0.0	-14.8	0.0	-25.6	-12.8
5.54	-11.6	0.0	0.0	0.0	-15.9	0.0	-27.5	-13.8
6.01	-12.3	0.0	0.0	0.0	-16.9	0.0	-29.3	-14.7
6.47	-13.0	0.0	0.0	0.0	-17.9	0.0	-30.9	-15.5
6.93	-13.7	0.0	0.0	0.0	-18.7	0.0	-32.4	-16.2
7.39	-14.3	0.0	0.0	0.0	-19.5	0.0	-33.8	-16.9
7.85	-14.8	0.0	0.0	0.0	-20.3	0.0	-35.1	-17.6
8.32	-15.3	0.0	0.0	0.0	-20.9	0.0	-36.2	-18.1
8.78	-15.7	0.0	0.0	0.0	-21.5	0.0	-37.1	-18.6
9.24	-16.0	0.0	0.0	0.0	-21.9	0.0	-38.0	-19.0
9.70	-16.3	0.0	0.0	0.0	-22.3	0.0	-38.6	-19.4
10.16	-16.5	0.0	0.0	0.0	-22.6	0.0	-39.2	-19.6
10.63	-16.7	0.0	0.0	0.0	-22.9	0.0	-39.6	-19.8
11.09	-16.8	0.0	0.0	0.0	-23.0	0.0	-39.8	-19.9
11.55	-16.8	0.0	0.0	0.0	-23.0	0.0	-39.9	-20.0
12.01	-16.8	0.0	0.0	0.0	-23.0	0.0	-39.8	-19.9
12.47	-16.7	0.0	0.0	0.0	-22.9	0.0	-39.6	-19.8
12.94	-16.5	0.0	0.0	0.0	-22.6	0.0	-39.2	-19.6
13.40	-16.3	0.0	0.0	0.0	-22.3	0.0	-38.6	-19.4
13.86	-16.0	0.0	0.0	0.0	-21.9	0.0	-38.0	-19.0
14.32	-15.7	0.0	0.0	0.0	-21.5	0.0	-37.1	-18.6
14.78	-15.3	0.0	0.0	0.0	-20.9	0.0	-36.2	-18.1
15.25	-14.8	0.0	0.0	0.0	-20.3	0.0	-35.1	-17.6
15.71	-14.3	0.0	0.0	0.0	-19.5	0.0	-33.8	-16.9
16.17	-13.7	0.0	0.0	0.0	-18.7	0.0	-32.4	-16.2
16.63	-13.0	0.0	0.0	0.0	-17.9	0.0	-30.9	-15.5
17.09	-12.3	0.0	0.0	0.0	-16.9	0.0	-29.3	-14.7
17.56	-11.6	0.0	0.0	0.0	-15.9	0.0	-27.5	-13.8
18.02	-10.8	0.0	0.0	0.0	-14.8	0.0	-25.6	-12.8
18.48	-10.0	0.0	0.0	0.0	-13.7	0.0	-23.7	-11.9
18.94	-9.1	0.0	0.0	0.0	-12.5	0.0	-21.6	-10.8
19.40	-8.2	0.0	0.0	0.0	-11.2	0.0	-19.5	-9.7
19.87	-7.3	0.0	0.0	0.0	-9.9	0.0	-17.2	-8.6
20.33	-6.3	0.0	0.0	0.0	-8.6	0.0	-14.9	-7.5
20.79	-5.3	0.0	0.0	0.0	-7.2	0.0	-12.5	-6.3
21.25	-4.3	0.0	0.0	0.0	-5.8	0.0	-10.1	-5.0
21.71	-3.2	0.0	0.0	0.0	-4.4	0.0	-7.6	-3.8
22.18	-2.1	0.0	0.0	0.0	-2.9	0.0	-5.1	-2.5
22.64	-1.1	0.0	0.0	0.0	-1.5	0.0	-2.5	-1.3
23.10	-0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	-0.0

A continuación se muestran los resultados de las flechas producidas por las cargas restantes.



CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [dias] = 14

x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	0	0
0	0	0

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [dias] = 28

Cargas distribuidas uniformes :

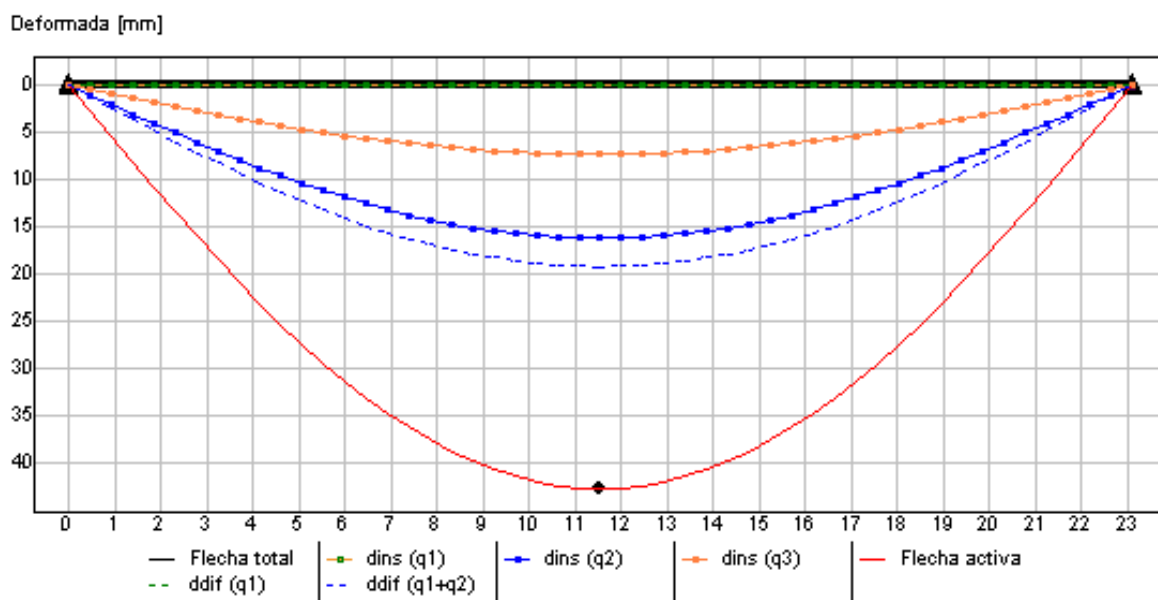
x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	23.1	14.0625
0	23.1	11

SOBRECARGA DE USO

Cargas distribuidas uniformes :

x_i [m]	x_f [m]	q [kN/m]
0	23.1	11.25

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 42.8

Flecha total/Longitud = 1 / 539

Flecha activa [mm] = 42.8

Flecha activa/Longitud = 1 / 539

-TABLA DE DOFORMACIONES

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.46	0.0	1.0	0.5	0.0	0.0	1.2	2.7	2.7
0.92	0.0	2.1	0.9	0.0	0.0	2.5	5.5	5.5
1.39	0.0	3.1	1.4	0.0	0.0	3.7	8.2	8.2
1.85	0.0	4.1	1.8	0.0	0.0	4.9	10.8	10.8
2.31	0.0	5.1	2.3	0.0	0.0	6.0	13.4	13.4
2.77	0.0	6.1	2.7	0.0	0.0	7.2	16.0	16.0
3.23	0.0	7.0	3.2	0.0	0.0	8.3	18.5	18.5
3.70	0.0	7.9	3.6	0.0	0.0	9.4	20.9	20.9
4.16	0.0	8.8	4.0	0.0	0.0	10.4	23.2	23.2
4.62	0.0	9.7	4.3	0.0	0.0	11.4	25.4	25.4
5.08	0.0	10.5	4.7	0.0	0.0	12.4	27.5	27.5
5.54	0.0	11.2	5.0	0.0	0.0	13.3	29.6	29.6
6.01	0.0	11.9	5.4	0.0	0.0	14.1	31.4	31.4
6.47	0.0	12.6	5.7	0.0	0.0	14.9	33.2	33.2
6.93	0.0	13.2	5.9	0.0	0.0	15.7	34.8	34.8
7.39	0.0	13.8	6.2	0.0	0.0	16.3	36.3	36.3
7.85	0.0	14.3	6.4	0.0	0.0	16.9	37.6	37.6
8.32	0.0	14.8	6.6	0.0	0.0	17.5	38.8	38.8
8.78	0.0	15.2	6.8	0.0	0.0	17.9	39.9	39.9
9.24	0.0	15.5	7.0	0.0	0.0	18.3	40.8	40.8
9.70	0.0	15.8	7.1	0.0	0.0	18.7	41.5	41.5
10.16	0.0	16.0	7.2	0.0	0.0	18.9	42.1	42.1
10.63	0.0	16.1	7.2	0.0	0.0	19.1	42.5	42.5
11.09	0.0	16.2	7.3	0.0	0.0	19.2	42.7	42.7
11.55	0.0	16.3	7.3	0.0	0.0	19.3	42.8	42.8
12.01	0.0	16.2	7.3	0.0	0.0	19.2	42.7	42.7
12.47	0.0	16.1	7.2	0.0	0.0	19.1	42.5	42.5
12.94	0.0	16.0	7.2	0.0	0.0	18.9	42.1	42.1
13.40	0.0	15.8	7.1	0.0	0.0	18.7	41.5	41.5
13.86	0.0	15.5	7.0	0.0	0.0	18.3	40.8	40.8
14.32	0.0	15.2	6.8	0.0	0.0	17.9	39.9	39.9
14.78	0.0	14.8	6.6	0.0	0.0	17.5	38.8	38.8
15.25	0.0	14.3	6.4	0.0	0.0	16.9	37.6	37.6
15.71	0.0	13.8	6.2	0.0	0.0	16.3	36.3	36.3
16.17	0.0	13.2	5.9	0.0	0.0	15.7	34.8	34.8
16.63	0.0	12.6	5.7	0.0	0.0	14.9	33.2	33.2
17.09	0.0	11.9	5.4	0.0	0.0	14.1	31.4	31.4
17.56	0.0	11.2	5.0	0.0	0.0	13.3	29.6	29.6
18.02	0.0	10.5	4.7	0.0	0.0	12.4	27.5	27.5
18.48	0.0	9.7	4.3	0.0	0.0	11.4	25.4	25.4
18.94	0.0	8.8	4.0	0.0	0.0	10.4	23.2	23.2
19.40	0.0	7.9	3.6	0.0	0.0	9.4	20.9	20.9



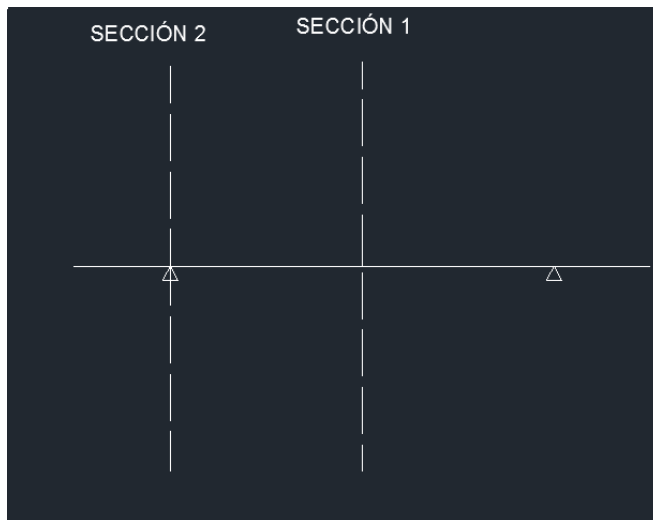
8.5.3 CONCLUSIONES

Según la IAP-11 la limitación de flechas en pasarelas o en puentes en zonas peatonales es de 1200 metros. Esta limitación la cumple de una manera holgada. La pasarela tiene una contra flecha en su primera fase de construcción, cuando esta almacenada en la empresa de prefabricados, esta contra flecha va variando a lo largo del proceso constructivo convirtiéndose en una flecha positiva 2,9 mm. El resultado es una flecha prácticamente insignificante hará más liviano y cómodo el paso de los ciclistas.

8.6 MODELO DE CÁLCULO DE LA LOSA

8.6.1 MODELO DE CÁLCULO

Se propone un modelo de Cálculo, como si la losa fuese una viga, biapoyada con voladizos en sus extremos de 0,75 metros, como se muestra en la siguiente imagen



Se plantea el análisis en las sección centro luz y de apoyo pues son las que están sometidas a mayor momento.

La sección tipo es de 0.25 metros de canto y un ancho de 1 metro.

El análisis estructural se plantea con un cálculo manual como se muestra a continuación.

8.6.2 Cálculo

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA LOSA.

ACCIONES CONSIDERADAS. POR METRO DE LOSA.

- PP. Losa.
 - PP. Pavimento
 - PP. Barandilla.
- } PERMANENTES.

- S.C.U
 - Viento
 - Nieve
- } Variables.

PP Losa = $6,25 \text{ KN/m}$	}	PERMANENTES	E.L.U
Pavimento = $1,15 \text{ KN/m}$		x	1,35
Barandilla = 6 KN			
S.C.U = 5 KN/m	}	VARIABLES.	x 1,5
Viento = $2,45 \text{ KN/m}$			
Nieve = $0,32 \text{ KN/m}$			
Carga puntual IAP-II = 1 KN			

COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Repartido.

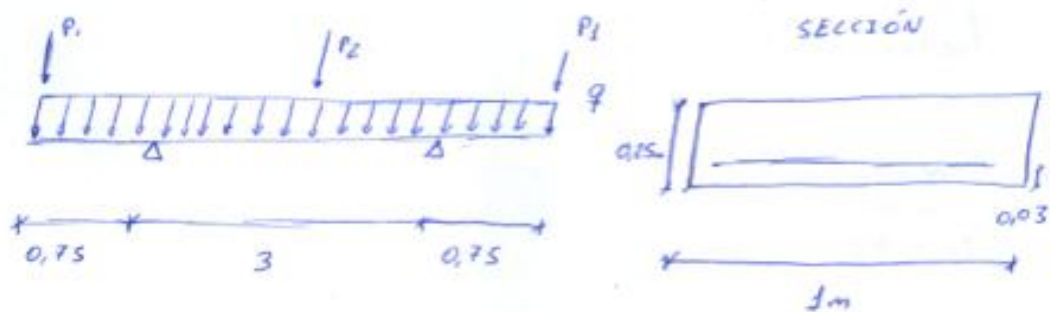
$$q = 1,35 \cdot (6,25 + 1,15) + 1,5 \cdot (5 + 2,45 + 0,32) = 21,64 \text{ kN}$$

Puntual

$$P_1 = 1,35 \cdot 6 = 8,1 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ kN}$$

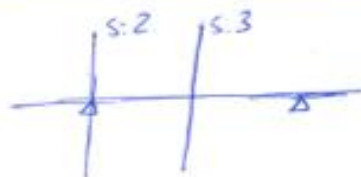
MODELO PLANTEADO



ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

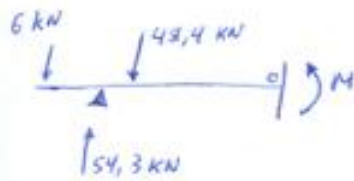
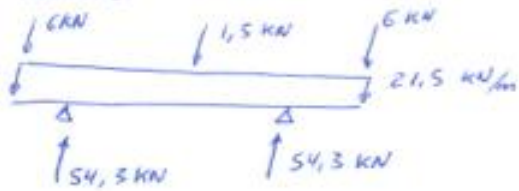


SE PLANTEAN DOS SECCIONES CRÍTICAS.



SECCIÓN S.2 - CENTRO LUB -

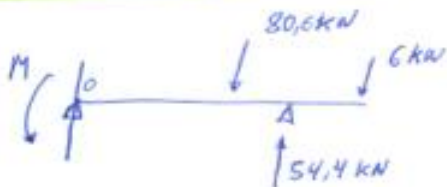
REACCIONES.



$$\sum M_0 = 0$$

$$M = 40,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

SECCIÓN S.1 - APOYOS -

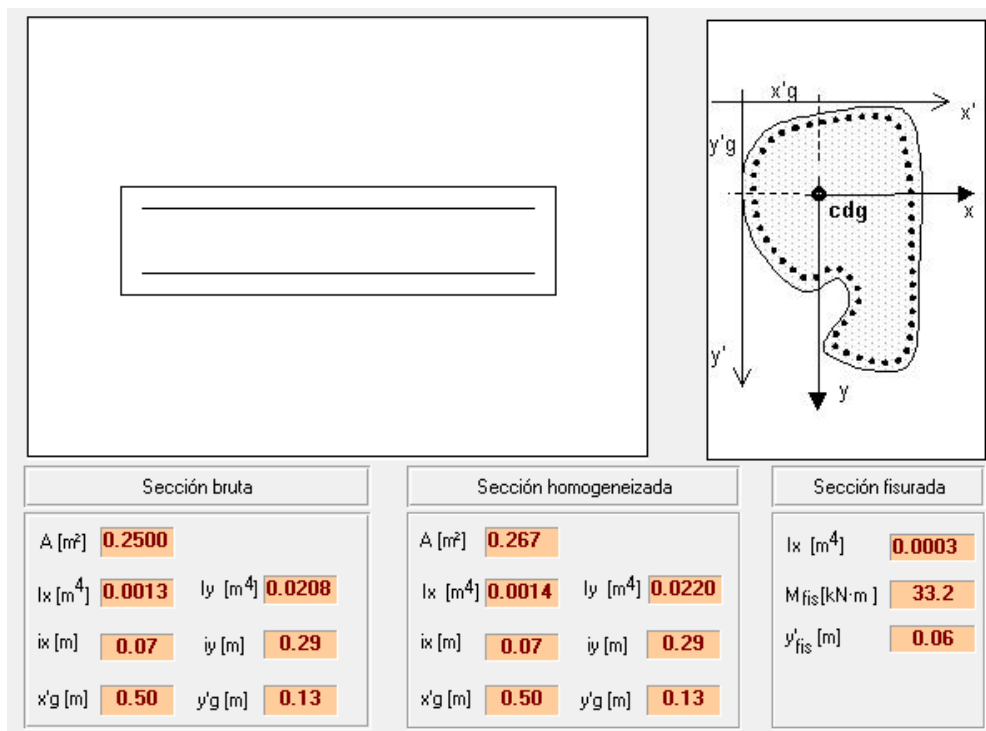


$$\sum M_0 = 0$$

$$M = -37,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El análisis de estado límite último se realiza con el prontuario de la EHE, y los resultados son los siguientes.

PARA LA SECCIÓN DE CENTRO LUZ





PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.5 SEGÚN EHE-08 Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Castellbisbal
Fecha: 28/06/2014
Hora: 11:26:52

Dimensionamiento de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30

Tipo de acero : B-500-S

f_{ck} [MPa] = 30.00

f_{yk} [MPa] = 500.00

γ_c = 1.50

γ_s = 1.15

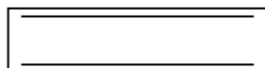
- Sección

Sección : EJEMPLO1

b [m] = 1.00

h [m] = 0.25

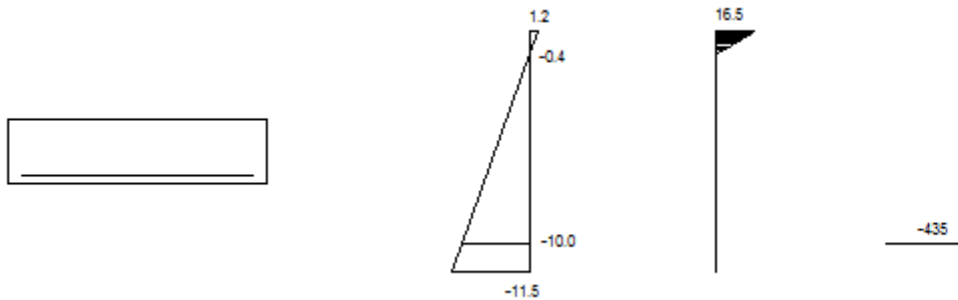
r_i [m] = 0.030



r_s [m] = 0.030

2 Dimensionamiento

$$M_d \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 40.64$$



Plano de deformación de agotamiento

$$x \text{ [m]} = 0.023$$

$$1/r \text{ [1/m]} \cdot 1.E-3 = 50.6$$

$$\epsilon_s \cdot 1.E-3 = 1.2$$

$$\epsilon_i \cdot 1.E-3 = -11.5$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad	Armadura	Deformación	Tensión
[m]	[cm ²]	·1.E-3	[MPa]
0.030	0.0	-0.4	0.0
0.220	4.9	-10.0	434.8

$$A_{t_est} \text{ [cm}^2\text{]} = 4.9$$

ϕ [mm]	12	14	16	20	25
-------------	----	----	----	----	----

nº ϕ	5	4	3	3	3
nº capas	1	1	1	1	1
At [cm ²]	5.7	6.2	6.0	9.4	14.7
wk [mm]	0.13	0.13	0.16	0.10	0.06

PARA LA SECCIÓN DE APOYO



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.5 SEGÚN EHE-08 Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Castellbisbal
Fecha: 28/06/2014
Hora: 11:35:57

Dimensionamiento de secciones a flexión simple

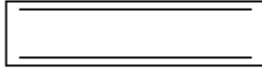
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

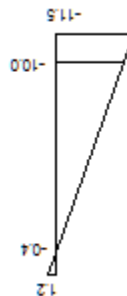
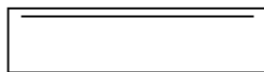
- Sección

Sección : EJEMPLO1
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25
ri [m] = 0.030
rs [m] = 0.030



2 Dimensionamiento

$$M_d \text{ [kN} \cdot \text{m]} = -37.56$$



Plano de deformación de agotamiento

$$x \text{ [m]} = 0.023$$

$$1/r \text{ [1/m]} \cdot 1.E-3 = 50.6$$

$$\epsilon_s \cdot 1.E-3 = 1.2$$

$$\epsilon_i \cdot 1.E-3 = -11.5$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad	Armadura	Deformación	Tensión
[m]	[cm ²]	·1.E ⁻³	[MPa]
0.030	0.0	-0.4	0.0
0.220	4.9	-10.0	434.8

$$At_{est} [cm^2] = 4.9$$

ϕ [mm]	12	14	16	20	25
n° ϕ	5	4	3	3	3
n° capas	1	1	1	1	1
At [cm ²]	5.7	6.2	6.0	9.4	14.7
wk [mm]	0.12	0.12	0.14	0.09	0.06

9 MODELOS DE CÁLCULOS Y CÁLCULO DE LOS ESTRIBOS.

9.1 MODELO DE CÁLCULO DE ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO Y ESTADO LÍMITES RESISTENTES.

Se plantea los siguientes modelos de cálculo.

Para la comprobación de estabilidad:

Se plantea un modelo mediante una hoja de cálculo (Excel), y tras ello se comprueba con una modelización en CYPE usando la herramienta de cálculo de muros en ménsula de hormigón armado.

Para la comprobación ELU resistente:

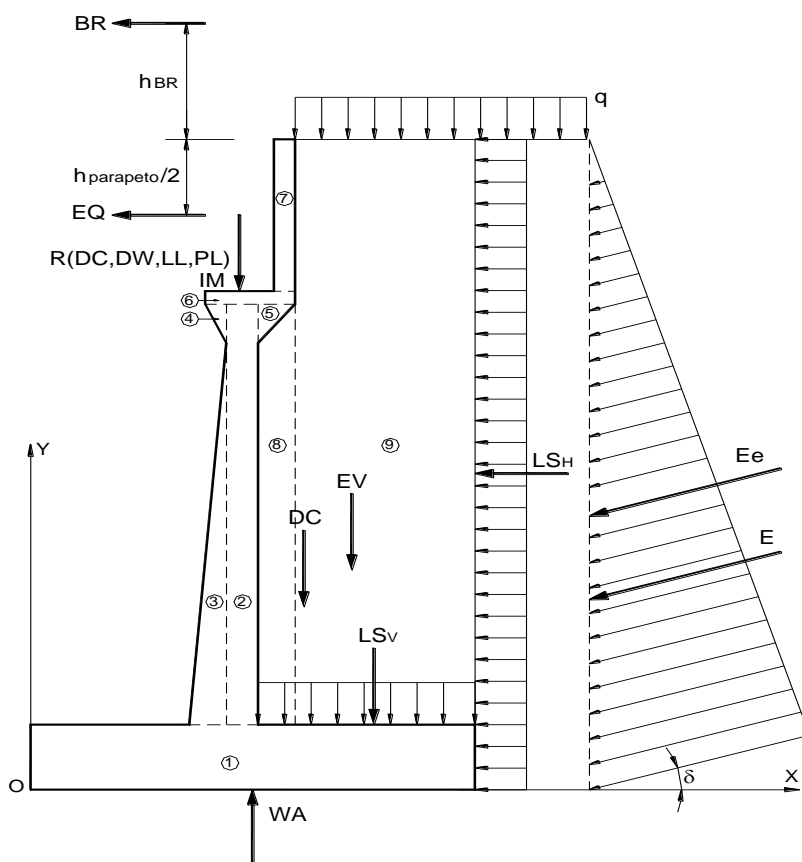
Se plantea un modelo con hoja de cálculo (Excel).

Los siguientes datos han sido extraídos del estudio geotécnico hecho por la empresa Eurogeotécnica. Que se pueden consultar en Anejo nº 2 "Estudio geotécnico".

c' (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
0.0	30.0	19.0

$q_{adm} = 240$ kN/m² a una profundidad de 7,5 metros de la cota de rasante.

A continuación se muestra un esquema de las acciones que intervienen en la modelización:



Sus valores son:

1. PESO PROPIO HORMIGÓN (DC) Y PESO PROPIO DEL SUELO (EV):



CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m2)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)

1	4,00	10,00	2,50	25,00
2	3,56	8,91	2,68	23,82
3	0,00	0,00	2,30	0,00
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
5	0,05	0,11	3,12	0,35
6	0,14	0,34	2,75	0,93
7	0,48	1,20	3,05	3,66
Σ	--	20,56	--	53,76
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,91	1,72	3,15	5,42
9	11,38	21,61	4,13	89,15
Σ	--	23,33	--	94,57

$$DC = 20,56 \text{ Ton} \quad EV = 23,33 \text{ Ton}$$

$$x = 2,62 \text{ m} \quad x = 4,05 \text{ m}$$

2. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC = 13,91 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2,60 \text{ m}$$

3. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW = 6,37 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2,60 \text{ m}$$

4. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\delta = \phi/2 = 15^\circ$$

$$(4) \quad \gamma_m = 1,90 \text{ g/cm}^3$$

$$K_a = 0,3014$$

□

Empuje estático:

$$E = 15,26 \text{ Ton}$$

$$EH = 14,74 \text{ Ton}$$

$$EV = 3,95 \text{ Ton}$$

$$y = 2,43 \text{ m}$$

$$x = 5,00 \text{ m}$$

5. CARGAS VARIABLES PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL = 9,91 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2,60 \text{ m}$$



6. CARGA DE IMPACTO (IM):

$$\begin{aligned}IM &= 0,00 \text{ Ton/m} \\x &= 2,60 \text{ m}\end{aligned}$$

7. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION SU EQUIVALENTE ES UNA PARTE DE LA SCU(BR) :

(7)

$$\begin{aligned}BR &= 10\% \text{ S.C.U} = 0,45 \text{ Ton} \\h_{BR} &= 0,90 \text{ m} \\y &= 8,20 \text{ m}\end{aligned}$$

8. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$\begin{aligned}PL &= 0,00 \text{ Ton/m} \\x &= 2,60 \text{ m}\end{aligned}$$

9. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO DEL TRASDOS (LS):

$$\begin{aligned}p_H &= 0,36 \text{ Ton/m} \\LS_H &= 2,64 \text{ Ton} \\y &= 3,65 \text{ m}\end{aligned}$$
$$\begin{aligned}LS_V &= 2,34 \text{ Ton} \\x &= 4,03 \text{ m}\end{aligned}$$

□

10. SUBPRESION DE AGUA(WA):

$$\begin{aligned}WA &= -3,00 \text{ Ton} \\x &= 2,50 \text{ m}\end{aligned}$$

11. FUERZAS HORIZONTALES (EQ):

$$\begin{aligned}EQ &= 10\% DC = 2,32 \text{ Ton} \\y &= 6,50 \text{ m}\end{aligned}$$

9.2 ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO.

9.2.1 MODELO CON HOJA DE CÁLCULO

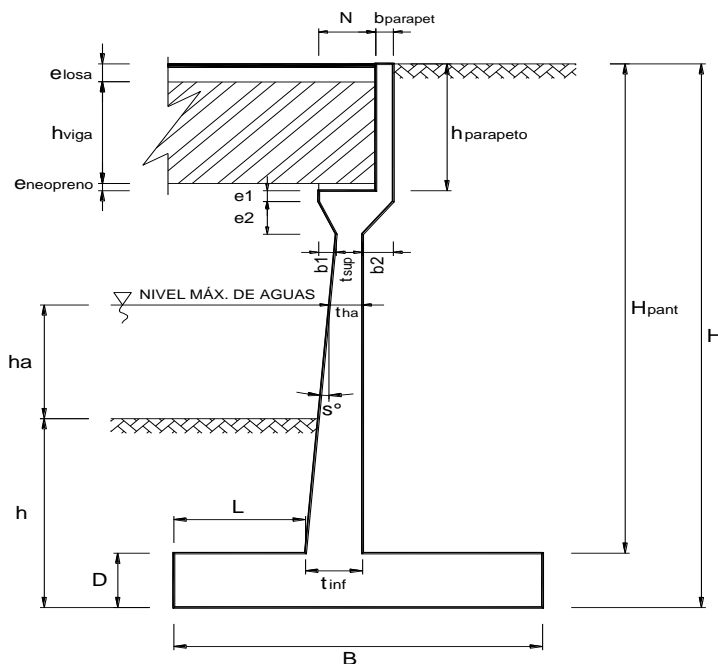
La combinación de acciones utilizada para esta combinación es la siguiente:

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
Momento construcción, sin viga	0,90	0,00	1,50	1,00	0	0,00	0,00	1,05
servicio, con viga	0,90	1,10	1,50	1,00	0,9	0,00	1,10	1,05
Con calado de aguas en intrados	0,90	1,10	1,50	1,00	0,9	1,50	1,10	1,05

Para que la estructura sea lo suficientemente segura se proponen los siguientes factores de seguridad.

- Factor de seguridad frente al deslizamiento FSD = 1,5
- Factor de seguridad al vuelco FSV = 2
- Coeficiente de fricción entre muro y suelo 0,6

El resultado final del cálculo iterativo que cumple con todos lo anteriormente expuesto, se muestra a continuación.



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	7,30 m	7,30 m	Dato
h	2,10 m	2,10 m	Dato
B=0.6H	4,50 m	5,00 m	Iteración
D=0.1H	0,73 m	0,80 m	Iteración

t_{sup}	0,73 m	0,75 m	Valor mínimo
$t_{inf}=0.1H$	0,73 m	0,75 m	Criterio
$L=B/3$	1,60 m	2,30 m	Criterio
e_{losa}	0,25 m	0,25 m	Dato
h_{viga}	1,20 m	1,20 m	Dato
$e_{neopreno}$	0,15 m	0,15 m	Dato
h muro de guarda	1,60 m	1,60 m	$e_{losa}+h_{viga}+e_{neopreno}$
b muro de guarda	0,30 m	0,30 m	Asumido
e_1	0,15 m	0,15 m	Asumido
e_2	0,45 m	0,45 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b_1	0,00 m	0,00 m	Asumido
b_2	0,20 m	0,20 m	Asumido
s^0	0,28°	0,28°	Calculado
N_{minimo}	0,24 m	--	Según Norma
N	0,60 m	0,60 m	Calculado
h_a	2,00 m	2,00 m	Dato
t_{ha}	0,73 m	0,73 m	Calculado
H_{pant}	6,50 m	6,50 m	Calculado

A continuación, se muestran todas las comprobaciones pertinentes.

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.=	1,50	deslizamiento	μ =	0,60
F.S.V.=	2,00	vuelco	σ =	2,40 Kg/cm ²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES CON SUS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma F$
HIPÓTESIS 1	22,11	0,00	0,00	0,00	22,11
HIPÓTESIS 2	22,11	2,38	0,41	2,55	27,44
HIPÓTESIS 3	22,11	2,38	0,41	2,55	27,44

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma M$
HIPÓTESIS 1	53,80	0,00	0,00	0,00	53,80
HIPÓTESIS 2	53,80	8,67	3,32	16,59	82,38
HIPÓTESIS 3	53,80	8,67	3,32	16,59	82,38

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
HIPÓTESIS 1	31,02	0,00	0,00	0,00	0,00	27,28	0,00	0,00	58,30
HIPÓTESIS 2	31,02	7,01	8,92	0,00	0,00	27,28	2,11	0,00	76,34
HIPÓTESIS 3	31,02	7,01	8,92	0,00	0,00	27,28	2,11	-4,50	71,84

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
HIPÓTESIS 1	80,94	0,00	0,00	0,00	0,00	114,32	0,00	0,00	195,25
HIPÓTESIS 2	80,94	18,23	23,19	0,00	0,00	114,32	8,48	0,00	245,15
HIPÓTESIS 3	80,94	18,23	23,19	0,00	0,00	114,32	8,48	11,25	233,90

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

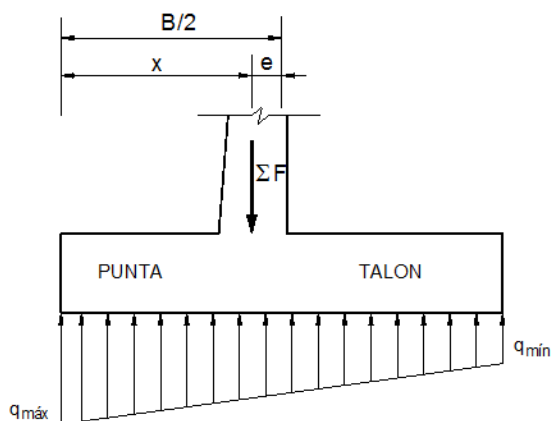
COMBINACION	$\mu \Sigma F_v / \Sigma F_H$	
HIPÓTESIS 1	1,582	OK!
HIPÓTESIS 2	1,669	OK!

HIPÓTESIS 3	1,571	OK!
-------------	-------	-----

5. ESTABILIDAD AL VUELCO

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
HIPÓTESIS 1	3,629	OK!
HIPÓTESIS 2	2,976	OK!
HIPÓTESIS 3	2,839	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO



$$B/6 = 0,83 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
HIPÓTESIS 1	2,426	0,074	OK!	12,69	OK!	10,63	OK!
HIPÓTESIS 2	2,132	0,368	OK!	22,01	OK!	8,53	OK!
HIPÓTESIS 3	2,109	0,391	OK!	21,11	OK!	7,63	OK!

9.2.2 MODELO CON PROGRAMA INFORMÁTICO CYPE

Se utiliza este método para la comparación de:

- A. Esfuerzos obtenidos con modelo Excel y modelo CYPE
- B. Factores de seguridad al vuelco y deslizamiento modelo Excel y modelo CYPE
- C. Tensión sobre el terreno modelo Excel y modelo CYPE

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-98-CTE (España)

Hormigón: HA-25, Control Estadístico

Acero de barras: B 500 S, Control Reducido

Tipo de ambiente: Clase IIa

Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm

Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm

Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 30 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo

Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Enrase: Intradós

Longitud del muro en planta: 10.00 m

Separación de las juntas: 5.00 m

Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Cota empuje pasivo: 1.20 m

Tensión admisible: 2.40 kp/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - Limo	0.00 m	Densidad aparente: 1.90 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00

RELLENO EN INTRADÓS

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno	Densidad aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.00 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 27.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.38 Pasivo intradós: 2.66

5.- GEOMETRÍA

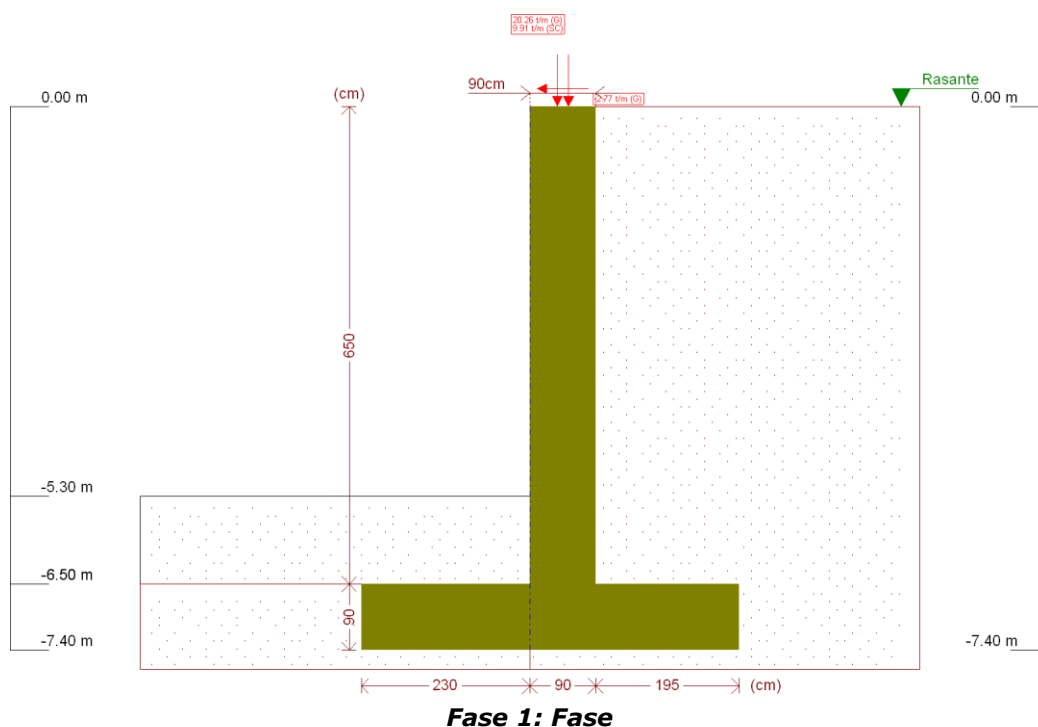
MURO

Altura: 6.50 m
Espesor superior: 90.0 cm
Espesor inferior: 90.0 cm

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón
Canto: 90 cm
Vuelos intradós / trasdós: 230.0 / 195.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



7.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	30.17	2.77	0.00	0.00	0.00
-0.64	31.61	2.90	1.80	0.40	0.00
-1.29	33.07	3.29	3.80	0.81	0.00
-1.94	34.54	3.96	6.14	1.23	0.00
-2.59	36.00	4.89	9.00	1.64	0.00
-3.24	37.46	6.08	12.55	2.05	0.00
-3.89	38.92	7.55	16.96	2.46	0.00
-4.54	40.38	9.28	22.42	2.87	0.00
-5.19	41.85	11.28	29.09	3.28	0.00
-5.84	43.31	13.55	37.15	3.70	0.00
-6.49	44.77	16.09	46.77	4.11	0.00
Máximo s	44.79 Cota: -6.50 m	16.13 Cota: -6.50 m	46.93 Cota: -6.50 m	4.12 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimo s	30.17 Cota: 0.00 m	2.77 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	20.26	2.77	0.00	0.00	0.00
-0.64	21.70	2.90	1.80	0.40	0.00
-1.29	23.16	3.29	3.80	0.81	0.00
-1.94	24.63	3.96	6.14	1.23	0.00
-2.59	26.09	4.89	9.00	1.64	0.00
-3.24	27.55	6.08	12.55	2.05	0.00
-3.89	29.01	7.55	16.96	2.46	0.00
-4.54	30.47	9.28	22.42	2.87	0.00
-5.19	31.94	11.28	29.09	3.28	0.00
-5.84	33.40	13.55	37.15	3.70	0.00
-6.49	34.86	16.09	46.77	4.11	0.00
Máximo s	34.88 Cota: -6.50 m	16.13 Cota: -6.50 m	46.93 Cota: -6.50 m	4.12 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimo s	20.26 Cota: 0.00 m	2.77 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

8.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.60	1.00	
3	1.00	1.60	
4	1.60	1.60	
5	1.00	1.00	1.60
6	1.60	1.00	1.60
7	1.00	1.60	1.60
8	1.60	1.60	1.60

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Referencia: Zapata corrida: Modelización estribo (Castellbisbal)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.71	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.49	Cumple
Canto mínimo:		
- Zapata: <i>Norma EHE. Artículo 59.8.1.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 90 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 2.4 kp/cm ² Calculado: 1.669 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 2.187 kp/cm ²	Cumple

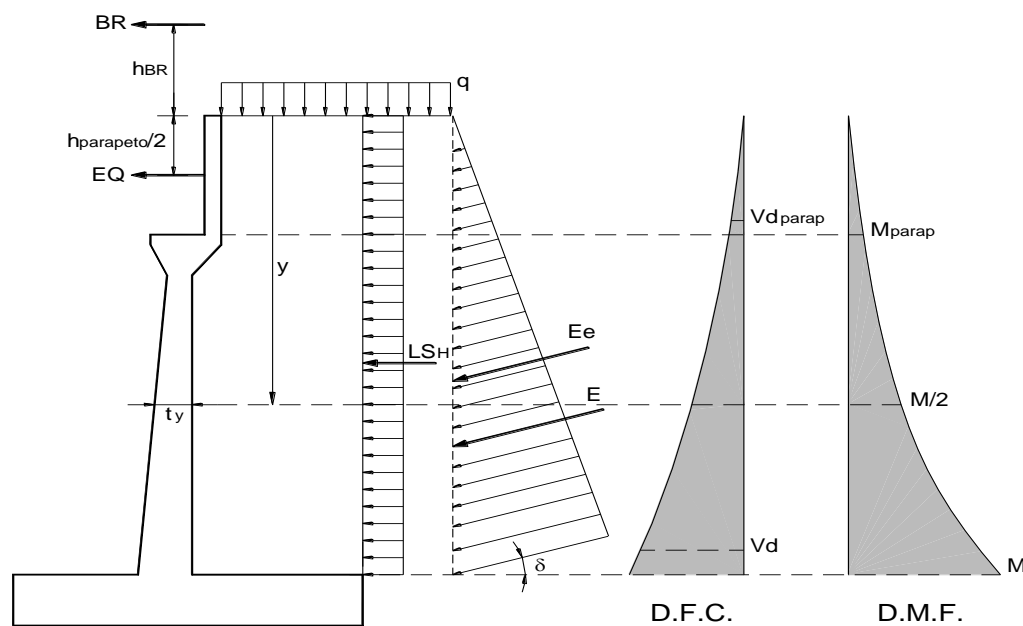
9.3 ELU RESISTENTES SOLICITACIONES NORMALES, CORTANTE Y LONGITUDES DE ANCLAJE.

La combinación de acciones para la comprobación de este estado límite último es la siguiente.

Tras esta comprobación se obtiene la cuantía de armado necesaria.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
<i>Momento construcción sin viga</i>	1,35	0,00	1,35	1,35	0	0,00	1,50	1,05
<i>servicio con viga</i>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	0,00	1,50	1,05
<i>cuando hay nivel de agua</i>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	1,50	1,50	1,05

A continuación se muestra el análisis estructural.



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 6,40 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	L _S	BR	EQ	nΣVd
HIPÓTESIS 1	15,15	0,00	0,00	3,48	19,56
HIPÓTESIS 2	15,15	3,46	0,68	3,48	22,76
HIPÓTESIS 3	15,15	3,46	0,68	3,48	23,90
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	L _S	BR	EQ	nΣM
HIPÓTESIS 1	32,63	0,00	0,00	16,70	51,80
HIPÓTESIS 2	32,63	11,11	4,93	16,70	65,37
HIPÓTESIS 3	32,63	11,11	4,93	16,70	68,64

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 4,300 \text{ m}$$

$$t_y = 0,750 \text{ m}$$

$$M_u = 68,64 \text{ Ton-m}$$

$$M_u/2 = 34,28 \text{ Ton-m}$$

OK!

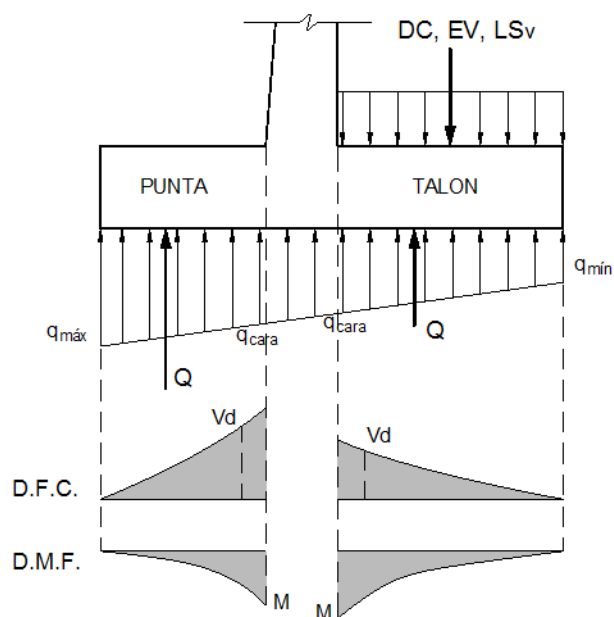
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	L _S	BR	EQ	nΣ(M/2)
HIPÓTESIS 1	14,73	0,00	0,00	9,40	25,33
HIPÓTESIS 2	14,73	5,02	3,51	9,40	32,65
HIPÓTESIS 3	14,73	5,02	3,51	9,40	34,28

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL muro de guarda

COMBINACIÓN	CORTANTE V_{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma V_d$
HIPÓTESIS 1	0,92	0,00	0,00	3,48	4,62
HIPÓTESIS 2	0,92	0,85	0,68	3,48	5,93
HIPÓTESIS 3	0,92	0,85	0,68	3,48	6,22

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma M$
HIPÓTESIS 1	2,04	0,00	0,00	2,78	5,06
HIPÓTESIS 2	2,04	0,69	1,69	2,78	7,21
HIPÓTESIS 3	2,04	0,69	1,69	2,78	7,57

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣV _d
HIPÓTESIS 1	17,452	-5,83	0,00	-31,00	34,84	-2,09
HIPÓTESIS 2	21,368	-5,83	-3,51	-31,00	45,75	5,41
HIPÓTESIS 3	21,491	-5,83	-3,51	-31,00	46,22	6,18

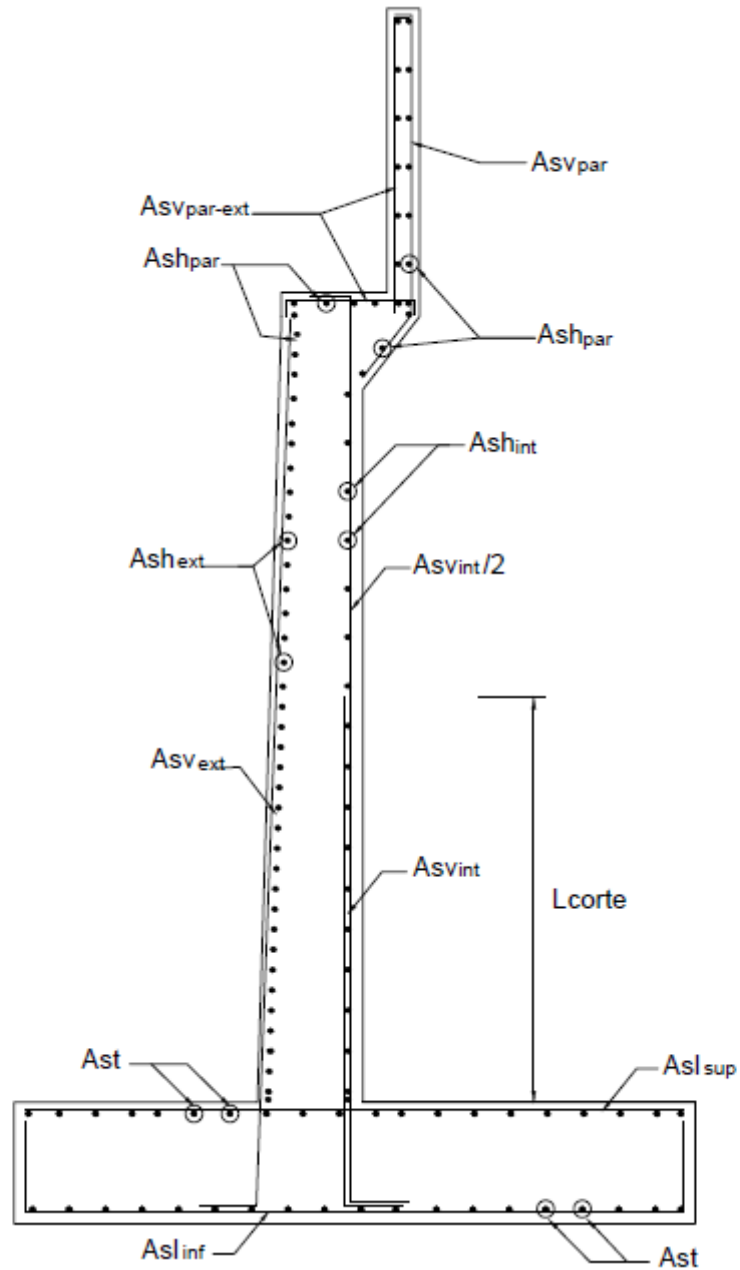
COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣM
HIPÓTESIS 1	17,452	-5,78	0,00	-30,22	34,94	-1,11
HIPÓTESIS 2	21,368	-5,78	-3,42	-30,22	46,86	7,44
HIPÓTESIS 3	21,491	-5,78	-3,42	-30,22	47,41	8,39

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
HIPÓTESIS 1	17,793	-6,90	41,58	36,42
HIPÓTESIS 2	22,578	-6,90	55,46	48,57
HIPÓTESIS 3	22,762	-6,90	56,09	51,66

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
HIPÓTESIS 1	17,793	-8,03	50,75	44,86
HIPÓTESIS 2	22,578	-8,03	72,81	64,77
HIPÓTESIS 3	22,762	-8,03	73,95	69,21

La propuesta de armado es la siguiente:



Cabe destacar:

- A. Es importante nombrar, que se ha armado en la base del muro, a flexión simple, a sabiendas de que está trabajando a flexión compuesta, debido a los esfuerzos axiales transmitidos por la superestructura, no obstante con esta hipótesis nos quedamos del lado de la seguridad. Además en el momento de la construcción tal axil no existe.
- B. Para el armado de la cara exterior (intrasdos) del muro. No se ha planteado la hipótesis de que las cargas horizontales transmitidas por la superestructura, pueden actuar en la otra dirección a la estudiada, provocando esto un implemento de del armado en esta cara.

A pesar de no haber tenido esta hipótesis en el cálculo, se ha ponderado esta armadura.

1. DATOS

$f'c=$	250 Kg/cm ²	$f_y=$	4200Kg/cm ²
$r(\text{pant})=$	0,03 m	$r(\text{zapata})=$	0,075 m


$$\phi V_c = 60,34 \text{ Ton}$$

Vu= 23,90 Ton

OK!

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	68,64 Ton- m
d	0,72 m
a	4,64 cm
As	23,45 cm ²
ρ	0,0033
ρ_{min}	0,0018
#20	3,14 cm ²
Nº Aceros	7,47
s (Calculado)	13,39 cm
s (Redond.)	13 cm
Asv _{int}	Ø20 A 0,10
Ld	0,66 m
Lcorte (calc)	2,76 m
Lcorte (redond)	2,80 m
Asv _{int} /2	Ø20 A 0,20

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#16	2,01 cm2
Asmin	12,86 cm2
Nº Aceros	6,40
s (Calculado)	15,63 cm
s (Redond.)	15 cm
Asvext	Ø16 A 0.15

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#10	0,79 cm2
ρ	0,0020
Ash	14,40 cm2
Ash/3	4,80 cm2
Nº Aceros	6,08
s (Calculado)	16,46 cm
s (Redond.)	16 cm
Ash _{int}	Ø10 A 15
#14	1,54 cm2
2*Ash/3	9,60 cm2
Nº Aceros	6,23
s (Calculado)	16,04 cm
s (Redond.)	16 cm
Ash _{ext}	Ø14 A 0,15

[illegible]

3. DISEÑO MURO DE GUARDA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 22,63 \text{ Ton}$$

$$V_u = 6,22 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	7,57 Ton-m
d	0,27 m
a	1,35 cm
As	6,84 cm ²
ρ	0,0025
ρ_{min}	0,0018
#10	0,79 cm ²
Nº Aceros	8,66
s (Calculado)	11,54 cm
s (Redond.)	11 cm
Asvpar	Ø10 A 10

OK!

ACERO VERTICAL EXTERIOR

Asvpar-ext	Ø10 A 15
------------	----------

ACERO HORIZONTAL

Ashpar	Ø10 A 15
--------	----------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 72,91 \text{ Ton}$$

$$V_u = 6,18 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	8,39 Ton-m
d	0,83 m
a	0,48 cm
As	2,43 cm ²
ρ	0,0003
ρ_{min}	0,0018
#8	#N/A
Nº Aceros	#N/A
s (Calculado)	#N/A
s (Redond.)	10 cm
Aslinf	-

Usar
Asmin!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#14	1,54 cm ²
Asmin	14,73 cm ²
Nº Aceros	9,57
s (Calculado)	10,45 cm
s (Redond.)	10 cm
Aslsup	Ø14 A 0.10

ACERO TRANSVERSAL

Ast	Ø14 A 0.10
-----	------------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 72,91 \text{ Ton}$$

$$V_u = 51,66 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	69,21 Ton-m
d	0,83 m
a	4,05 cm
As	20,48 cm ²
ρ	0,0025
ρ_{min}	0,0018
#20	3,14 cm ²
Nº Aceros	6,52
s (Calculado)	15,34 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{linf}	Ø20 A 0.15

OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#14	1,54 cm ²
As _{min}	14,73 cm ²
Nº Aceros	9,57
s (Calculado)	10,45 cm
s (Redond.)	10 cm
As _{sup}	Ø14 A 0.10

ACERO TRANSVERSAL

Ast	Ø14 A 0.10
-----	------------